



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
A LOS ASISTENTES A LOS CURSOS**

Las autoridades de la Facultad de Ingeniería, por conducto del jefe de la División de Educación Continua, otorgan una constancia de asistencia a quienes cumplan con los requisitos establecidos para cada curso.

El control de asistencia se llevará a cabo a través de la persona que le entregó las notas. Las inasistencias serán computadas por las autoridades de la División, con el fin de entregarle constancia solamente a los alumnos que tengan un mínimo de 80% de asistencias.

Pedimos a los asistentes recoger su constancia el día de la clausura. Estas se retendrán por el periodo de un año, pasado este tiempo la DECFI no se hará responsable de este documento.

Se recomienda a los asistentes participar activamente con sus ideas y experiencias, pues los cursos que ofrece la División están planeados para que los profesores expongan una tesis, pero sobre todo, para que coordinen las opiniones de todos los interesados, constituyendo verdaderos seminarios.

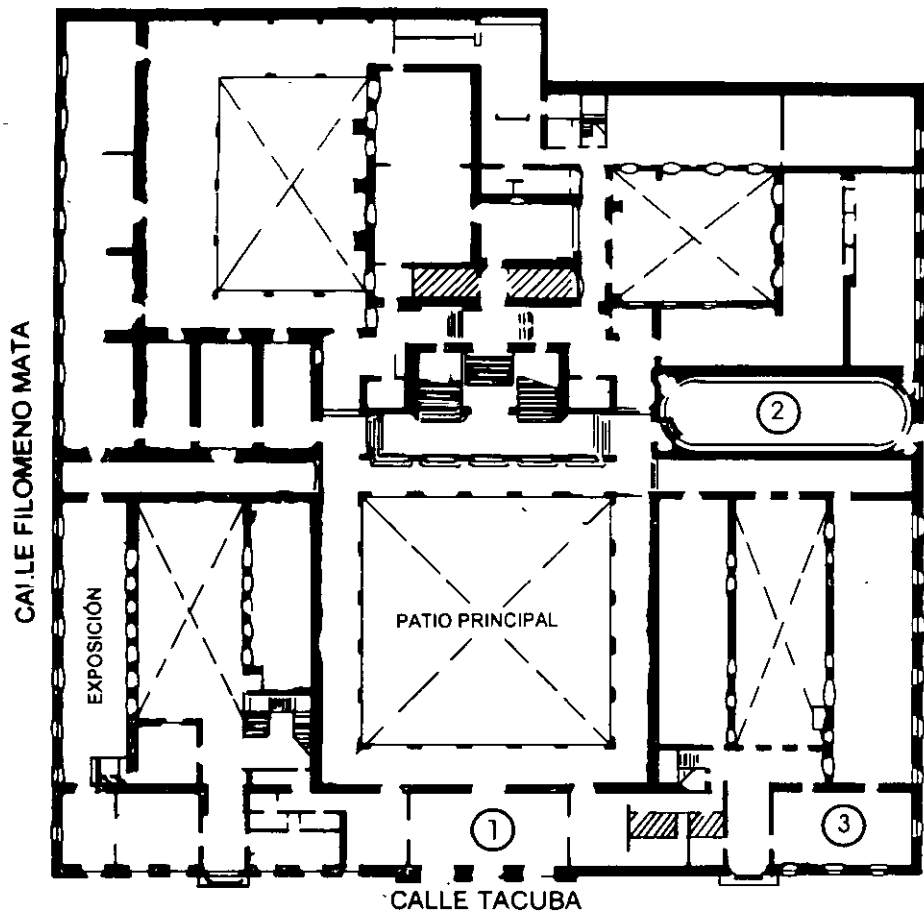
Es muy importante que todos los asistentes llenen y entreguen su hoja de inscripción al inicio del curso, información que servirá para integrar un directorio de asistentes, que se entregará oportunamente.

Con el objeto de mejorar los servicios que la División de Educación Continua ofrece, al final del curso deberán entregar la evaluación a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos.

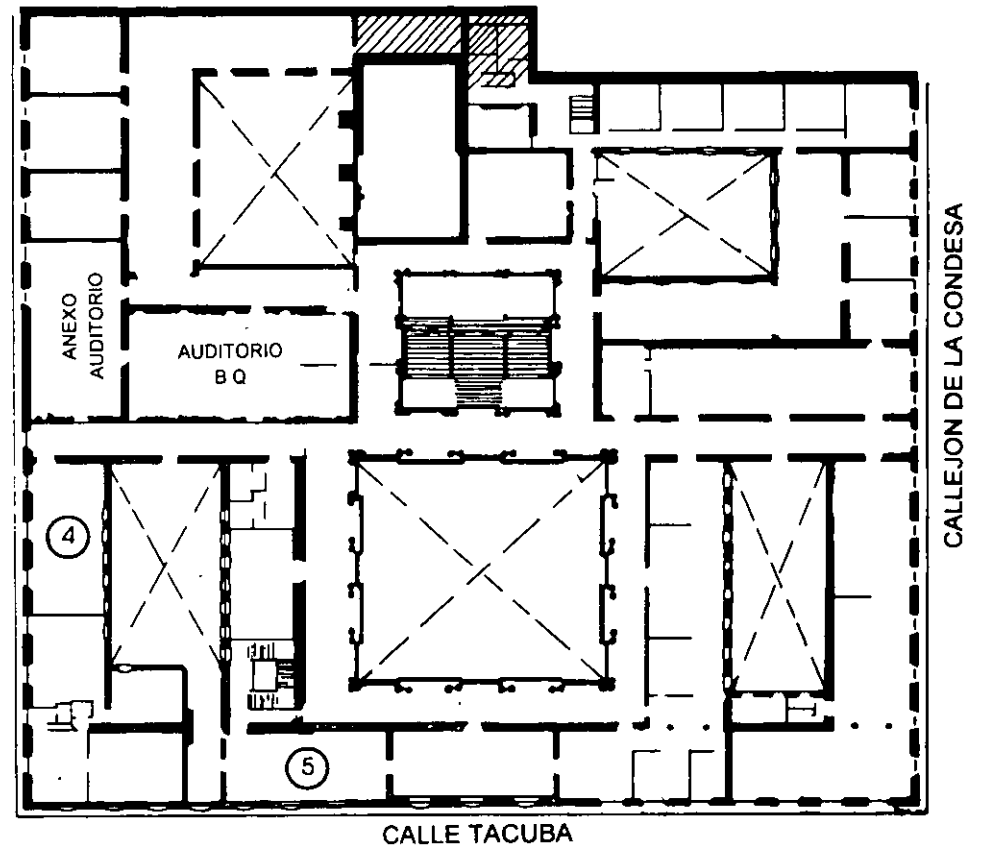
Se recomienda llenar dicha evaluación conforme los profesores impartan sus clases, a efecto de no llenar en la última sesión las evaluaciones y con esto sean más fehacientes sus apreciaciones.

**Atentamente
División de Educación Continua.**

PALACIO DE MINERIA

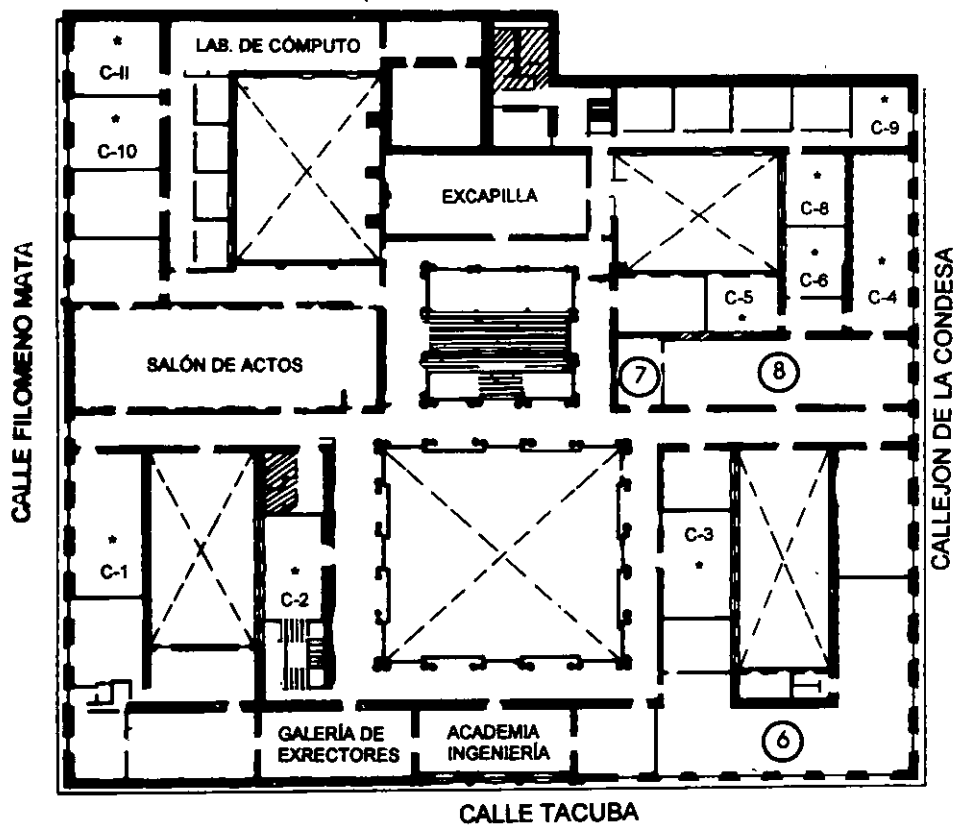


PLANTA BAJA



MEZZANINNE

PALACIO DE MINERÍA



1er. PISO

GUÍA DE LOCALIZACIÓN

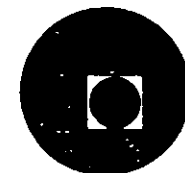
1. ACCESO
2. BIBLIOTECA HISTÓRICA
3. LIBRERÍA UNAM
4. CENTRO DE INFORMACIÓN Y DOCUMENTACIÓN "ING. BRUNO MASCANZONI"
5. PROGRAMA DE APOYO A LA TITULACIÓN
6. OFICINAS GENERALES
7. ENTREGA DE MATERIAL Y CONTROL DE ASISTENCIA
8. SALA DE DESCANSO

SANITARIOS

* AULAS



DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERÍA U.N.A.M.
CURSOS ABIERTOS





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA

MODULO IV: DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA:

**EVALUATION OF INTERACTION EFFECTS ON THE SYSTEM
PERIOD AND THE SYSTEM DAMPING DUE TO FOUNDATION
EMBEDMENT AND LEYER DEPT**

**EXPOSITORES: DR. JAVIER AVILES
M. EN I. LUIS EDUARDO PEREZ ROCHA**

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. APDO Postal M-2285
Telefonos 512-8955 512-5121 521-7335 521-1987 Fax 510-0573 521-4020 AL 26

1997

Evaluation of interaction effects on the system period and the system damping due to foundation embedment and layer depth

Javier Avilés

Instituto de Investigaciones Eléctricas, Apdo. 1-475, Cuernavaca 62001, México

&

Luis E. Pérez-Rocha

Centro de Investigación Sísmica, Carretera al Ajusco 203, Padierna 14200, México

(Received 15 August 1994; revised version received 2 August 1995; accepted 3 August 1995)

On the basis of some simplifying assumptions, a parametric analysis is made of the interaction effects on the effective period and damping of structures with embedded foundation in a soil layer. A simplified three-dimensional interaction model is used, in which the depth of a cylindrical foundation, the degree of contact between the ground and the footing walls and the depth of a homogeneous stratum over rigid rock are considered variable. The soil is replaced with impedance functions that are taken from a data base obtained with an appropriate numerical technique, so that suitable springs and dashpots dependent on the excitation frequency are used. The system period and system damping are determined from the steady-state response of an equivalent single oscillator with flexible base subjected to a harmonic motion with constant amplitude, by equating its resonant response with that of a replacement oscillator with rigid base excited with the same motion. The influence of the foundation embedment and soil layer is investigated for several depths of both the footing and the stratum.

It is confirmed that the system period decreases and the system damping increases with the foundation embedment only for sidewalls extending along the entire foundation depth. For embedded footings without sidewall or with sidewall in null contact with the surrounding soil, the effective system parameters behave opposite to those corresponding to the interface condition of total contact. Also, the system damping increases significantly with the layer depth, while the system period is practically insensitive to variations of this characteristic parameter. Finally, introducing additional permissible simplifications, an improved approximate solution for the effective period and damping of coupled systems is presented, which differs from previous analogous approximations in that damping factors of second order are not neglected and the foundation depth is explicitly considered.

INTRODUCTION

Usually the effects of soil-structure interaction considered in design are those due to the inertial interaction solely under the assumption of linear structural behavior, that is, the period lengthening and the damping modification corresponding to the fundamental mode of vibration of the structure assumed with rigid base. The knowledge of the effective period and damping of the coupled system is useful when they are used in conjunction with static and dynamic

methods of seismic analysis, in order to fulfill the interaction provisions stipulated in building codes.

Soil-structure interaction modifies the dynamic parameters of the structure as well as the characteristics of the ground motion around the foundation, whose evaluation requires determining the effective period and damping of the coupled system and the overall excitation at the foundation subgrade. Nevertheless, for most structures it is conservative to carry out only the inertial interaction analysis, whenever site effects are considered in the determination of the ground motion at the free

surface, which is assumed as the effective motion at the base of the structure. Although this excitation has no rocking and torsional components, it is generally less favorable than the overall motion obtained from the kinematic interaction analysis alone.

It is well-known that the fundamental period of a structure interacting with the soil is always increased due to inertial interaction, inasmuch as the flexibility of the coupled system is greater than that of the fixed-base structure. Also, the damping of the interacting system is generally increased since an additional energy dissipation is presented as a result of the material and geometrical dampings of soil by hysteretic behavior and wave radiation, respectively. In slender structures it can happen that the overall damping of the coupled system is less than the damping of the fixed-base structure (Veletsos & Meek¹) because of the effect of foundation rocking, which tends to increase the inertia force on the structure and the resulting deformation. However, it will be shown herein that this possibility does not occur when structural damping is assumed to be hysteretic rather than viscous.

The effective period and damping of multistory structures supported on soft soil, which respond as a single oscillator in their fixed-base condition, have been studied by several authors (Bielak,² Jennings & Bielak,³ Luco,^{4,5} Luco *et al.*,⁶ Wolf⁷) using some analogy with a single fixed-base oscillator commonly referred to as the replacement oscillator (Veletsos & Meek¹). The effective period and damping of the coupled system are obtained by measuring the transfer function for the absolute acceleration of the structure and equating the resonant period and peak amplification of this transfer function with those of the replacement oscillator. In all of these solutions, the influence of the foundation embedment has not been taken into account, so that they are applicable only to surface foundations. Introducing a number of simplifying assumptions that consist of neglecting the higher order terms of damping functions, the translational and rotational inertia of the foundation and the coupled stiffness and damping of the soil, these authors have also developed simple analytical expressions for the overall period, damping and peak response of the coupled system, which are valuable to assess qualitatively the interaction effects.

The kinematic effects of the scattering and diffraction of the incident waves from the building foundation on the system period and system damping, during building-soil interaction, have not been extensively studied so far. By using a three-dimensional model, Bielak² has found that the effects of the foundation embedment are an increase in the system damping and a decrease in the system period. This behavior has been widely confirmed only for footings with rigid sidewall extending throughout the entire foundation depth and in total contact with the surrounding soil. By using a simplified two-dimensional model, Todorovska & Trifunac⁸ have recently studied the wave passage effects on the effective

system parameters. They found that the system period practically does not depend on the type of incident waves and the angle of incidence, as well as the system damping is generally underestimated when the kinematic effects are excluded by assuming the surface free-field motion as the foundation input motion. Based on the same two-dimensional model, Todorovska⁹ has also concluded that, except for very heavy and tall buildings, the system damping is larger when the depth of the embedment is smaller, which is in contradiction with the conclusion reached by Bielak² from a three-dimensional model.

In this study a numerical solution is presented for computing the effective period and damping of structures with cylindrical embedded foundation in a soil layer on rigid half-space. The aim of the work is to make an evaluation of the interaction effects on the effective parameters of this kind of soil-structure system, which is commonly used in seismic codes. In addition to the characteristic parameters of the interaction problem introduced earlier by other authors (Veletsos & Meek,¹ Wolf⁷), the influence of key parameters such as the foundation embedment, the sidewall height and the stratum depth is investigated. To account for the frequency dependency of the dynamic stiffness of the foundation, the soil is replaced with impedance functions that are taken from a data base obtained with a suitable numerical technique. This interaction model does not recognize the motion of the foundation relative to the free-field in the absence of the structure. Such a component of the foundation motion, known as kinematic interaction, is usually very significant. It changes the overall motion of the foundation and depends importantly on the lateral contact between the soil and the footing walls. In fact, it may be more important than the effective damping of the structure. Thus, it is suggested that this approach be used only for preliminary calculations; a full solution including kinematic interaction is recommended for the final design.

Finally, an approximate analytical solution for determining the effective period and damping of structures with embedded foundations is obtained, by introducing a number of simplifying assumptions similar to those used in previous works for the case of surface foundations. Although this solution is a little more detailed than those presented in earlier studies, it is of higher accuracy because the foundation depth is explicitly considered and damping factors of second order are not neglected.

SOIL-STRUCTURE SYSTEM

For multistory structures that respond essentially as a single degree of freedom oscillator in their fixed-base condition and layered soil deposits that perform basically as a single stratum, the soil-structure system can be idealized as shown in Fig. 1. The foundation is

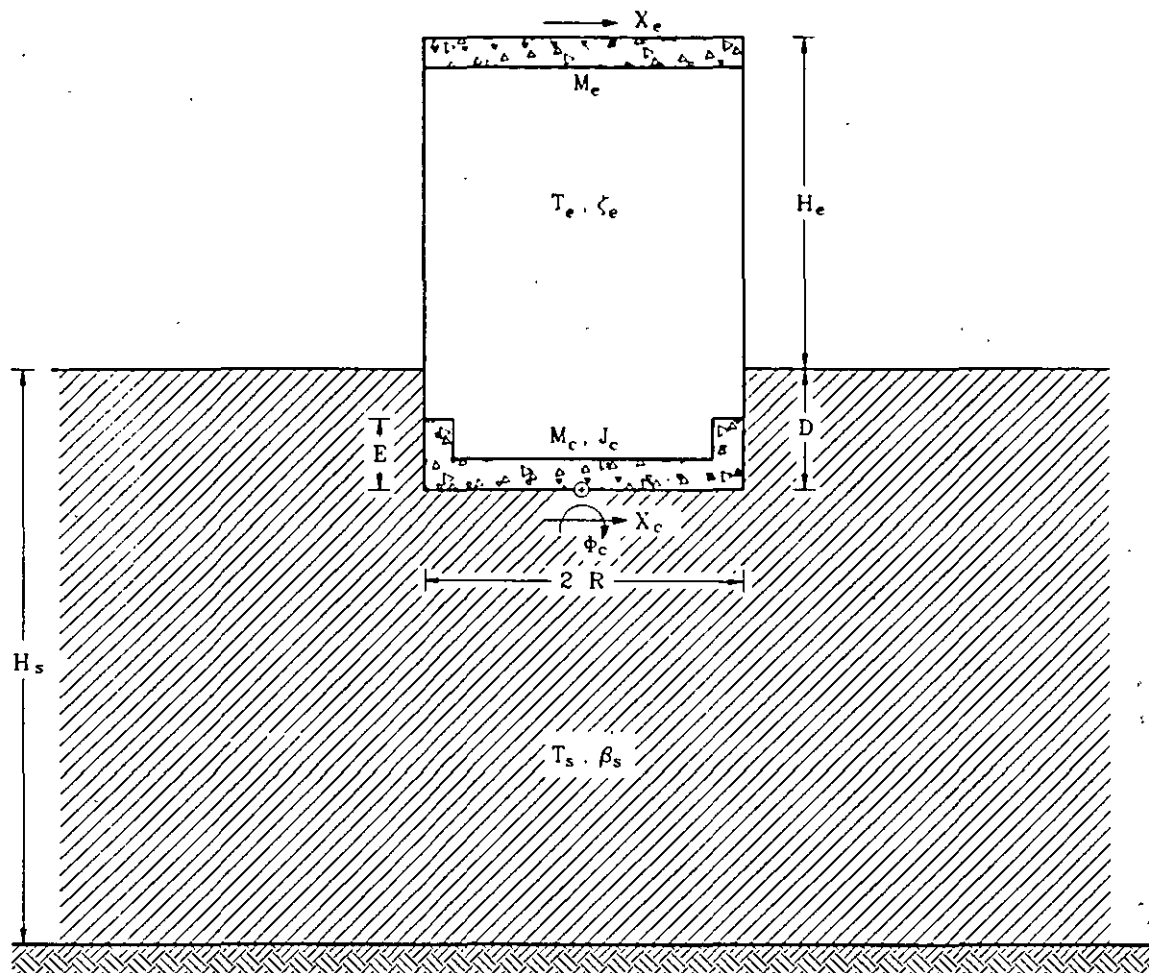


Fig. 1. Idealization of the soil-structure system.

assumed to be a rigid cylinder that has two degrees of freedom, one in lateral translation and other in rocking; the torsion is neglected. This coupled system is suitable to consider the interaction effects on the fundamental mode of vibration, which is the most affected by the interaction; the contribution of the higher modes may be determined by standard procedures disregarding these effects.

The parameters of the equivalent oscillator must be interpreted as the modal parameters of the multistory structure vibrating in its fixed-base fundamental mode. So, T_e and ζ_e represent the period and damping of the fundamental mode of vibration, respectively, M_e the effective mass participating in such a mode and H_e the effective height of the resultant of the corresponding inertia forces. The modal mass and height, as well as the modal participation factor, corresponding to the first fixed-base natural mode of the multistory structure are reported by Jennings & Bielak³ and Luco *et al.*⁶ Also, the parameters T_s and β_s of the equivalent stratum must be interpreted respectively as the dominant period of vibration and the effective velocity of propagation, in shear waves, of the layered soil deposit. They are related to the depth H_s of the stratum through the expression

$T_s = 4H_s/\beta_s$, according to the one-dimensional wave propagation theory. In addition to these parameters, the soil is characterized with the Poisson's ratio ν_s and the hysteretic damping ratio ζ_s .

Since the soil layer is replaced with impedance functions, the coupled system can be reduced to the equivalent oscillator with flexible base shown in Fig. 2, in which the ground is represented by a combination of linear springs and viscous dashpots that account for both the soil flexibility and its energy dissipation, respectively; the springs reflect the soil's inertia as well. The springs K_h , K_r and $K_{hr} = K_{rh}$ and the dashpots C_h , C_r and $C_{hr} = C_{rh}$, corresponding to the translation, rocking and coupling modes, respectively, depend not only on the soil layer and foundation parameters, but also on the excitation frequency. The stiffness K_m and damping C_m ($m = h, r, rh$) for circular foundations embedded in a homogeneous stratum with rigid base are taken from a data base (Avilés & Pérez-Rocha¹⁰), which was obtained with an efficient finite element technique (Tassoulas & Kausel¹¹) that incorporates the effect of the rigid sidewall on the dynamic stiffness of the footing (Tassoulas & Kausel¹²).

Also, the properties of the circular foundation are the radius R , the footing depth D , the sidewall height E , the

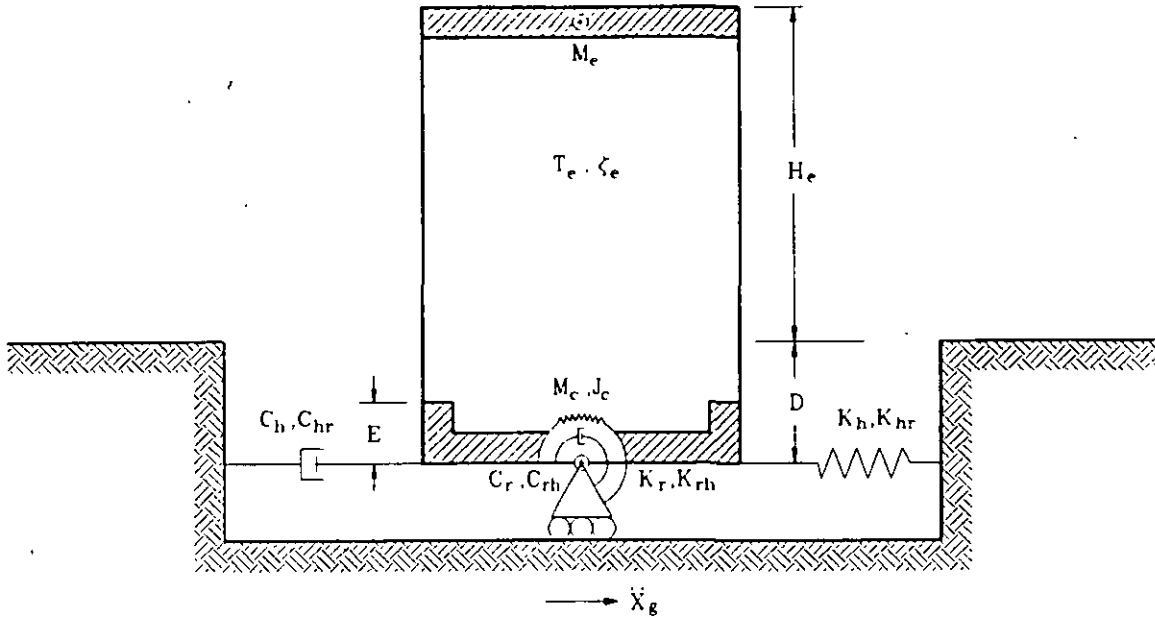


Fig. 2. Equivalent soil-structure system

mass M_c and the mass moment of inertia J_c with respect to a horizontal axis through the centroid of the footing base. The mass center of the foundation is assumed to be at $E/2$ above the subgrade in order to eliminate one parameter that has no significant influence on the effective period and damping of this coupled system, because the base moment $M_c(H_e + D)$ due to the structure is always much greater than the base moment $M_c E/2$ due to the foundation.

Equilibrium of the building and foundation

The degrees of freedom of the soil-structure system will be taken to be the deformation of the structure, X_e , the relative displacement of the foundation base, X_c , with respect to the ground motion, X_g , and the rocking of the foundation, Φ_c . Accordingly, the total displacement of the structure for small vibrations proves to be $X_g + X_c + (H_e + D)\Phi_c + X_e$. Based on this displacement configuration and on free-body diagrams, the force equilibrium equation of the building is given by

$$M_e(\ddot{X}_c + (H_e + D)\ddot{\Phi}_c + \ddot{X}_e) + C_e\dot{X}_e + K_e X_e = -M_e\ddot{X}_g \quad (1)$$

where $\overline{K_e} = 4\pi^2 M_e/T_e^2$ and $C_e = 4\pi\zeta_e M_e/T_e$ are the linear stiffness and viscous damping of the structure, respectively. Also, the force and moment equilibrium equations of the foundation are given by

$$M_c(\ddot{X}_c + (E/2)\ddot{\Phi}_c) + C_h\dot{X}_c + C_{hr}\dot{\Phi}_c + K_h X_c + K_{hr}\Phi_c - V_0 = -M_c\ddot{X}_g \quad (2)$$

$$J_c\ddot{\Phi}_c + C_r\dot{\Phi}_c + C_{hr}\dot{X}_c + K_r\Phi_c + K_{hr}X_c + M_c(E/2)\ddot{X}_c - M_0 = -M_c(E/2)\ddot{X}_g \quad (3)$$

where $V_0 = C_e\dot{X}_e + K_e X_e$ and $M_0 = V_0(H_e + D)$ are the lateral force and rocking moment, respectively, that the structure exerts on the soil. Although the small contribution of the rotary inertia of the structure has been neglected in the derivation of eqn (3), it can be included by incorporating the corresponding mass moment of inertia of the structure into the term J_c associated with the mass moment of inertia of the foundation.

Assuming that the coupled system is excited by the harmonic acceleration $\ddot{X}_g = \ddot{X}_g e^{i\omega t}$ of frequency ω with constant amplitude, the harmonic translations and rotation of the elements of the interacting system can be represented by $X_e = X_e e^{i\omega t}$, $X_c = X_c e^{i\omega t}$ and $\Phi_c = \Phi_c e^{i\omega t}$. This allows setting up the system equilibrium in the frequency domain. Thus, expressing the force V_0 and moment M_0 in terms of eqn (1) and then substituting into eqns (2) and (3), respectively, the matrix equilibrium equation of the coupled system takes the following form after some manipulations:

$$\begin{bmatrix} \left[\begin{array}{ccc} K_e & 0 & 0 \\ 0 & K_h & K_{hr} \\ 0 & K_{rh} & K_r \end{array} \right] + i\omega \left[\begin{array}{ccc} C_e & 0 & 0 \\ 0 & C_h & C_{hr} \\ 0 & C_{rh} & C_r \end{array} \right] & & \\ & -\omega^2 \left[\begin{array}{cc} M_c & M_e \\ M_c & M_e + M_c \\ M_e(H_e + D) & M_e(H_e + D) + M_c E/2 \\ M_e(H_e + D) & M_e(H_e + D) \\ \dots & M_e(H_e + D) + M_c E/2 \\ M_e(H_e + D)^2 + J_c \end{array} \right] & \begin{Bmatrix} X_e \\ X_c \\ \Phi_c \end{Bmatrix} \end{bmatrix} = -\ddot{X}_g \begin{Bmatrix} M_c \\ M_e + M_c \\ M_e(H_e + D) + M_c E/2 \end{Bmatrix} \quad (4)$$

where $i = \sqrt{-1}$ is the imaginary unity. This matrix equation represents a linear system of complex algebraic equations, which can be solved by using standard procedures.

THE SYSTEM PERIOD AND THE SYSTEM DAMPING

We will refer to the system period and system damping as the dynamic parameters of a replacement oscillator with rigid base whose resonant shear force is equal to that of the structure interacting with the soil, for the same harmonic support excitation. This well-known approach (Veletsos & Meek,¹ Wolf⁷) leads to equating the peak pseudo-acceleration and resonant period of the interacting system with those corresponding to the replacement oscillator.

Then, the system period and system damping are obtained from the steady-state harmonic response of the coupled system, by solving eqn (4) in order to measure the transfer function $H(\omega) = \omega_e^2 X_e / \ddot{X}_R$ for the structural pseudo-acceleration as an approximation of the absolute acceleration, where ω_e is the fundamental frequency of the fixed-base structure. The resonant period and peak amplification of this transfer function are associated with the effective period and damping, respectively, of the structure interacting with the soil.

The damping values of soil-structure systems can considerably exceed those of the associated fixed-base structure, and therefore the damping terms of second order can not be neglected. For practical structures having damping ratios $\zeta < 1/\sqrt{2}$, the frequency ratio for maximum response is $\sqrt{1 - 2\zeta^2}$ and the corresponding peak response is $1/(2\zeta\sqrt{1 - \zeta^2})$ (Clough & Penzien¹³). Considering this situation and equating the peak pseudo-accelerations and resonant periods of both the interacting system and the replacement oscillator, the effective damping of coupled systems is determined as

$$\bar{\zeta}_e^2 = \frac{1}{2} \left(1 - \left(\frac{H_{res}^2 - 1}{H_{res}^2} \right)^{1/2} \right) \quad (5)$$

and the effective period of coupled systems is obtained as

$$\bar{T}_e = (1 - 2\bar{\zeta}_e^2)^{1/2} T_{res} \quad (6)$$

where T_{res} is the resonant period and H_{res} the corresponding peak pseudo-acceleration observed at the transfer function of the interacting system.

CHARACTERISTIC DIMENSIONLESS PARAMETERS

Interaction effects can be expressed in terms of dimensionless parameters that characterize the soil-structure system. The aim of this study is to show how sensitive the

effective period and damping of coupled systems are to variations of these characteristic parameters. The interaction influence on the effective system parameters due to the foundation embedment and layer depth is the main subject to be evaluated, because it is of great significance. In the following, the characteristic parameters of the interaction model are defined, as well as the intervals of typical values for building structures covered by the next parametric analysis are established.

1. Ratio of the foundation mass to the structure mass: $0 \leq M_c/M_e \leq 0.5$.
2. Ratio of the mass moment of inertia of the foundation to the mass moment of inertia of the structure: $0 \leq J_c/(M_c(H_e + D)^2) \leq 0.1$.
3. Relative mass density between the structure and the soil: $0.1 \leq M_e/(\rho_s \pi R^2 H_e) \leq 0.2$, where ρ_s is the mass density of the soil.
4. Damping ratios for the fixed-base structure and the soil: $\zeta_c = \zeta_s = 0.05$, which are conventional values adopted for most buildings and soils.
5. Poisson's ratio for the soil: $\nu_s = 1/3$ and 0.45 , which are representative values for granular and cohesive soils, respectively.
6. Relative depth of the soil layer: $H_s/R = 4$ and 10 .
7. Relative depth of the foundation: $D/R = 0$ and 1 .
8. Relative height of the sidewall: $E/D = 0$ and 1 .
9. Slenderness ratio of the structure: $H_e/R = 2$ and 5 .
10. Relative stiffness between the structure and the soil: $0 \leq (H_e T_s)/(H_s T_e) \leq 2$.

PARAMETRIC ANALYSIS

Influence of the linear and rotary inertia of the foundation

At first, the influence of the mass and mass moment of inertia of the foundation on the effective period and damping of the soil-structure system is investigated. By using a similar interaction model for structures with surface foundation on a half-space, Veletsos & Meek¹ have found that the structural response is practically insensitive to variations in these characteristic parameters, within the ranges of values of practical interest for building structures. For structures with embedded foundation in a soil layer, this behavior is also confirmed with the effective periods and dampings shown in Fig. 3 for mass ratios $M_c/M_e = 0$ (dashed line), 0.25 (solid line) and 0.5 (dotted line), and with those shown in Fig. 4 for mass moment of inertia ratios $J_c/(M_c(H_e + D)^2) = 0$ (dashed line), 0.05 (solid line) and 0.1 (dotted line). Each figure contains boxes for relative depths of the soil layer $H_s/R = 4$ and 10 , inside of which results for slenderness ratios $H_e/R = 2$ (thin outline) and 5 (thick outline) are shown. All other characteristic parameters were fixed constant at values of $M_e/(\rho_s \pi R^2 H_e) = 0.15$, $\nu_s = 0.45$, $D/R = 1$ and $E/D = 1$; it was set

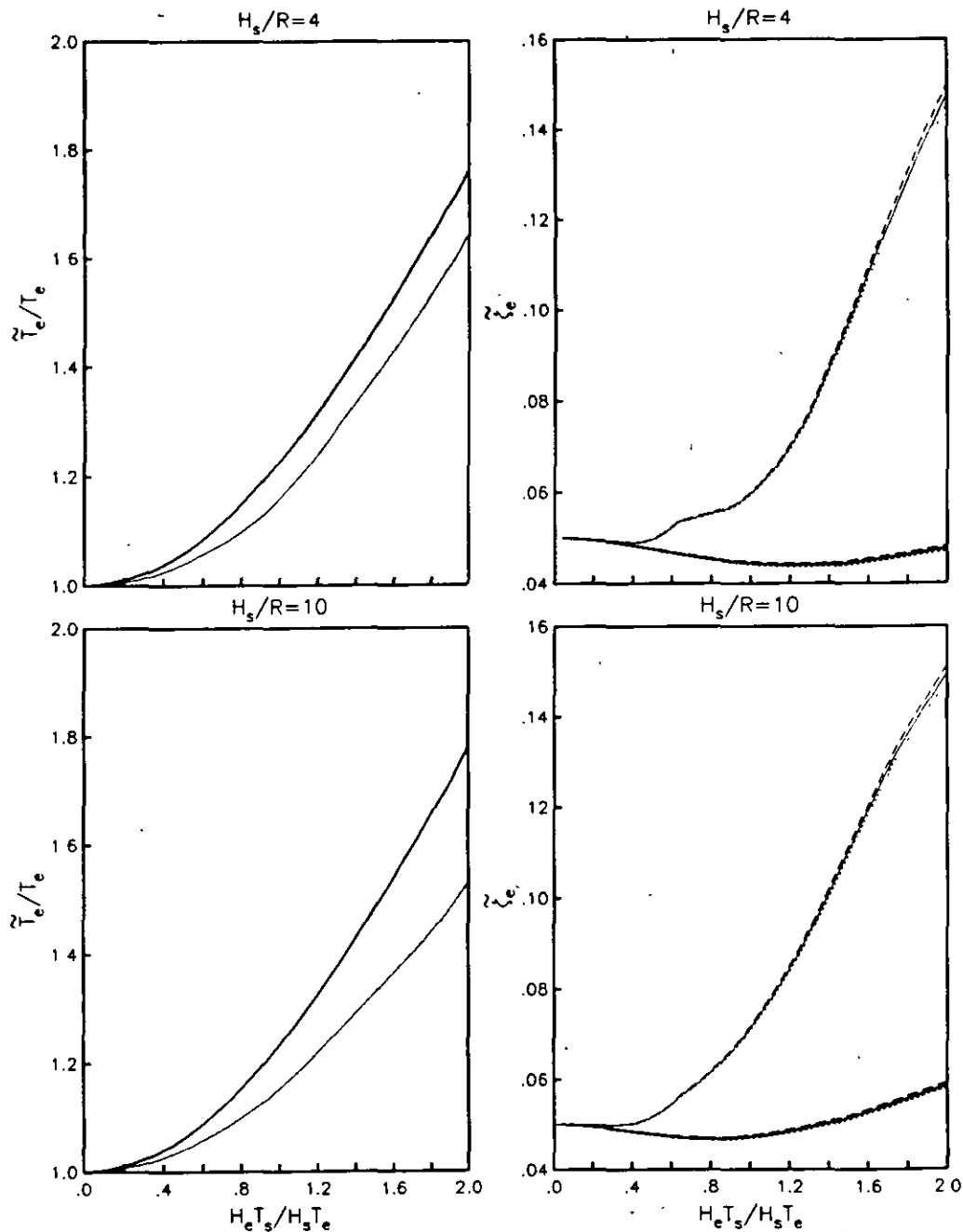


Fig. 3. Influence of the linear inertia of the foundation on the effective period and damping of soil-structure systems, varying the mass ratio as $M_c/M_e = 0$ (dashed line), 0.25 (solid line) and 0.5 (dotted line). Boxes correspond to $H_s/R = 4$ and 10, inside of which results are depicted for $H_e/R = 2$ (thin outline) and 5 (thick outline). $\zeta_r = \zeta_s = 0.05$, $\nu_s = 0.45$, $D/R = 1$ and $E/D = 1$.

$M_c/M_e = 0.25$ when the mass moment of inertia ratio was varied, and $J_c/(M_e(H_e + D)^2) = 0.05$ when the mass ratio was varied. From these results it can be observed that the influence of the linear and rotary inertia of the foundation on the effective system parameters is insignificant; it tends to increase slightly with the relative stiffness between the structure and soil. For other values of the characteristic parameters, we have found similar behavior. Thus, it can be concluded that the usual assumption of setting M_c and J_c equal to zero may be permissible in practical applications, for coupled systems

having slenderness ratios in the interval $2 \leq H_e/R \leq 5$ and stiffness ratios $(H_e T_s)/(H_s T_e) \leq 2$.

Effect of the soil mass density

The effect of the mass density of the soil on the effective period and damping of the coupled system is examined next. Veletsos & Meek¹ have suggested that a mass density ratio $M_e/(\rho_s \pi R^2 H_e) = 0.15$ be a reasonable average value for buildings with surface foundation on a half-space. Figure 5 depicts effective periods and

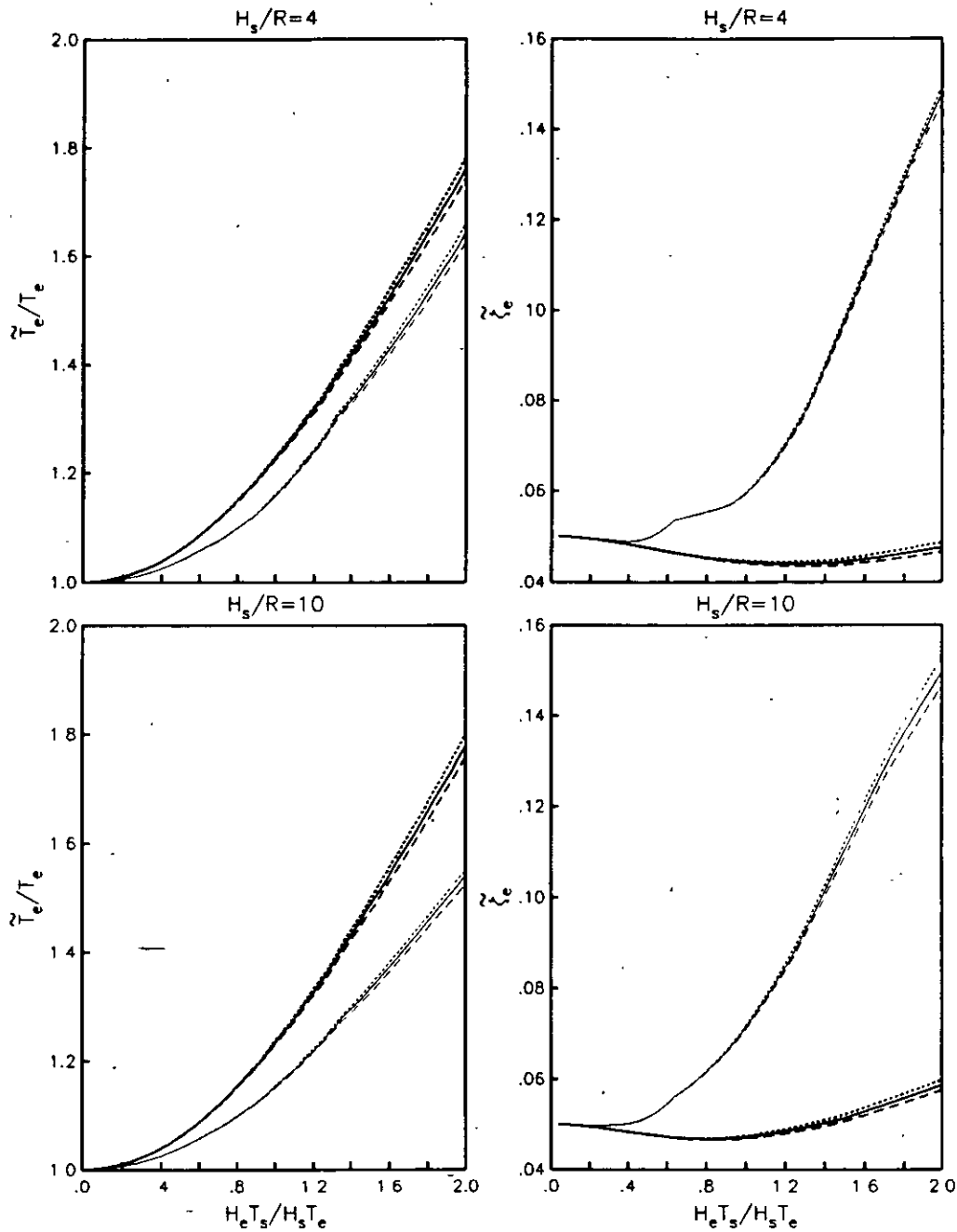


Fig. 4. Influence of the rotary inertia of the foundation on the effective period and damping of soil-structure systems, varying the mass moment of inertia ratio as $J_c/(M_e(H_e + D)^2) = 0$ (dashed line), 0.05 (solid line) and 0.1 (dotted line). Boxes correspond to $H_s/R = 4$ and 10, inside of which results are depicted for $H_e/R = 2$ (thin outline) and 5 (thick outline); $\zeta_e = \zeta_s = 0.05$, $\nu_s = 0.45$, $D/R = 1$ and $E/D = 1$.

dampings for mass density ratios $M_e/(\rho_s \pi R^2 H_e) = 0.1$ (dashed line), 0.15 (solid line) and 0.2 (dotted line). The boxes appearing in the figure correspond to relative depths of the soil layer $H_s/R = 4$ and 10, inside of which results for slenderness ratios $H_e/R = 2$ (thin outline) and 5 (thick outline) are shown. All other characteristic parameters were fixed constant at values of $M_c/M_e = 0.25$, $J_c/(M_e(H_e + D)^2) = 0.05$, $\nu_s = 0.45$, $D/R = 1$ and $E/D = 1$. From these results and additional studies for different values of the characteristic parameters, it is

confirmed that $M_e/(\rho_s \pi R^2 H_e) = 0.15$ is also a representative average value for buildings with embedded foundation in a soil layer. Nevertheless, it is not possible to generalize from this typical value, because of the large influence of the soil mass density on the effective period of coupled systems having slenderness ratios in the range $2 \leq H_e/R \leq 5$, which tends to increase significantly with the relative stiffness between the structure and soil; the effective damping is slightly affected only for $H_e/R = 2$ corresponding to short and squat structures.

Influence of the foundation embedment and layer depth

The three most important characteristic parameters are H_s/R , D/R and E/D , as will be seen in the following results that were obtained by taking the representative average values $M_c/M_e = 0.25$, $J_c/(M_e(H_c + D)^2) = 0.05$ and $M_c/(\rho_s \pi R^2 H_c) = 0.15$. Effective periods and dampings of coupled systems shown in Figs 6–9 are plotted as a function of the relative stiffness between the structure and soil. Hence, curves of effective period and damping should approach to T_e and ζ_e , respectively, as

the stiffness ratio $(H_c T_s)/(H_s T_e)$ tends to zero; this limit condition corresponds to negligible interaction effects. As the system period is normalized with respect to the fundamental period of the associated fixed-base structure, curves of effective period really approach to unity.

Figures 6 and 7 show effective periods and dampings of soil–structure systems for $\nu_s = 1/3$ and relative depths of the soil layer $H_s/R = 4$ and 10, respectively. Results are presented in boxes for slenderness ratios of the structure $H_c/R = 2$ and 5, in rows, and relative heights

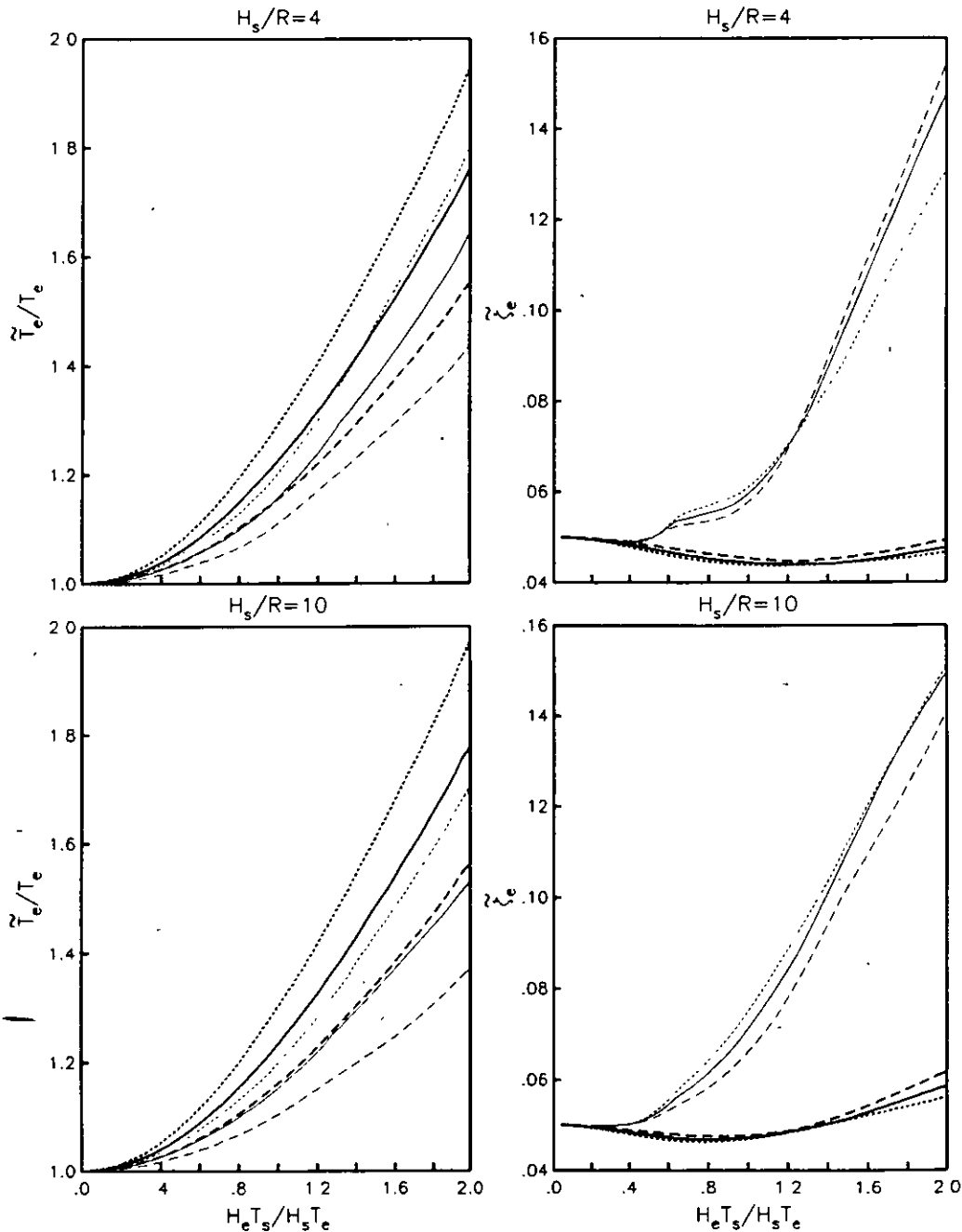


Fig. 5. Effect of the soil mass density on the effective period and damping of soil–structure systems, varying the mass density ratio as $M_c/(\rho_s \pi R^2 H_c) = 0.1$ (dashed line), 0.15 (solid line) and 0.2 (dotted line). Boxes correspond to $H_s/R = 4$ and 10, inside of which results are depicted for $H_c/R = 2$ (thin outline) and 5 (thick outline); $\zeta_e = \zeta_s = 0.05$, $\nu_s = 0.45$, $D/R = 1$ and $E/D = 1$.

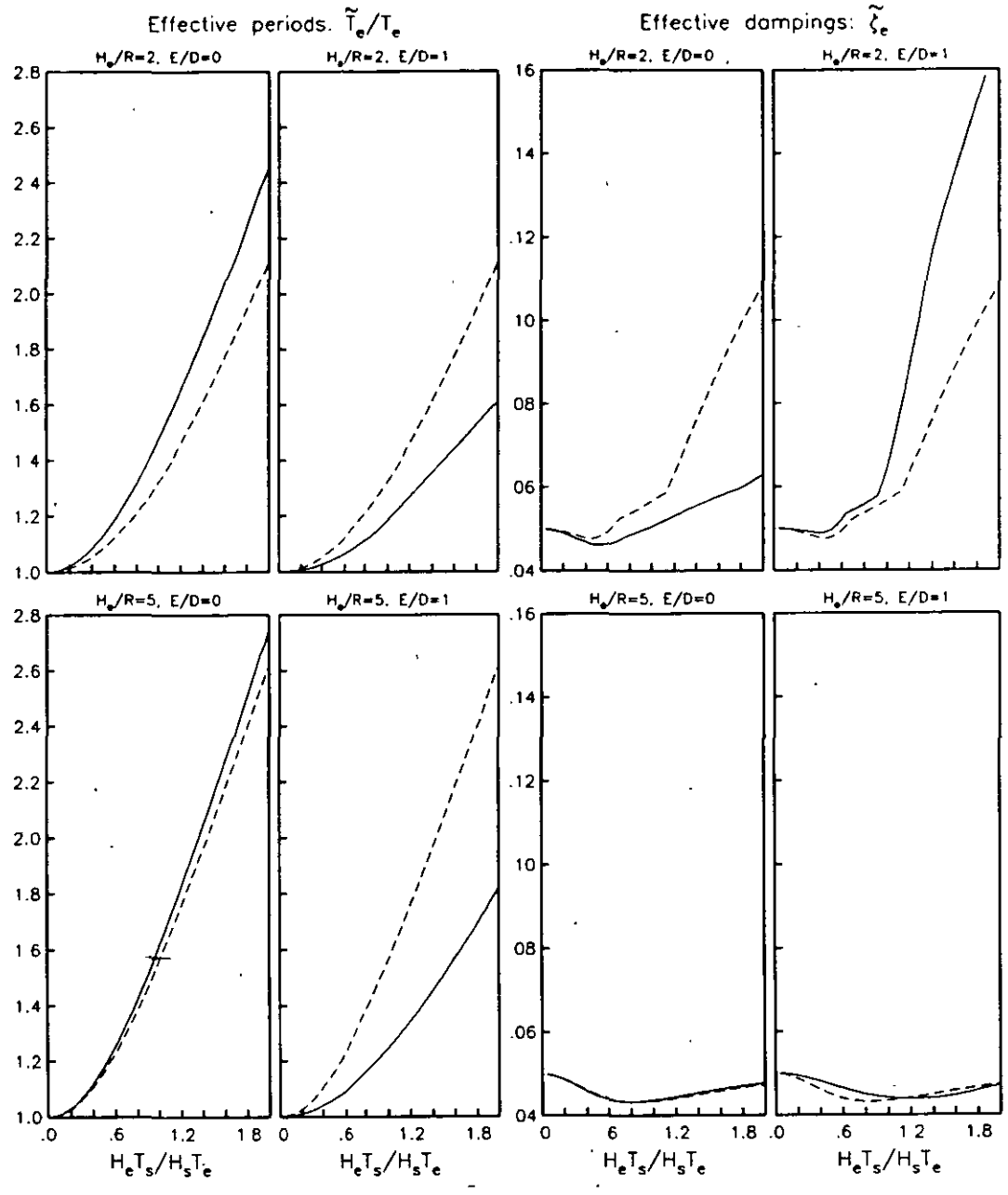


Fig. 6. Influence of the foundation embedment on the effective period and damping of soil-structure systems for a shallow stratum with $H_s/R = 4$. Boxes correspond to $H_e/R = 2$ and 5 and $E/D = 0$ and 1, inside of which results are displayed for relative foundation depths $D/R = 0$ (dashed line) and 1 (solid line); $\zeta_e = \zeta_s = 0.05$ and $\nu_s = 1/3$.

of the sidewall $E/D = 0$ and 1, in columns. The two types of curves inside of the boxes correspond to relative depths of the foundation $D/R = 0$ (dashed line) and 1 (solid line). The trends and features of the system period and system damping for surface foundation ($D/R = 0$) on a deep stratum ($H_s/R = 10$) are in agreement with the results of Jennings & Bielak³ and Veletsos & Meek¹ for surface foundation on a half-space. It can be seen that the system period is smaller when the foundation depth is larger only for sidewalls in total contact with the surrounding soil; this effect is less pronounced for $H_e/R = 2$ corresponding to short and squat structures.

For sidewalls in null contact with the surrounding soil, the system period increases with the foundation depth, because of the reduction of the footing stiffness; this effect is less pronounced for $H_e/R = 5$ corresponding to tall and slender structures. Also, it can be seen that the system damping increases with the foundation depth only for sidewalls extending along the entire depth of embedment. For not existing sidewalls, the effective damping decreases as the foundation depth increases, due to the effect of foundation rocking. Tassoulas & Kausel¹² have found that the increase in static stiffness with increasing the sidewall height is most significant for

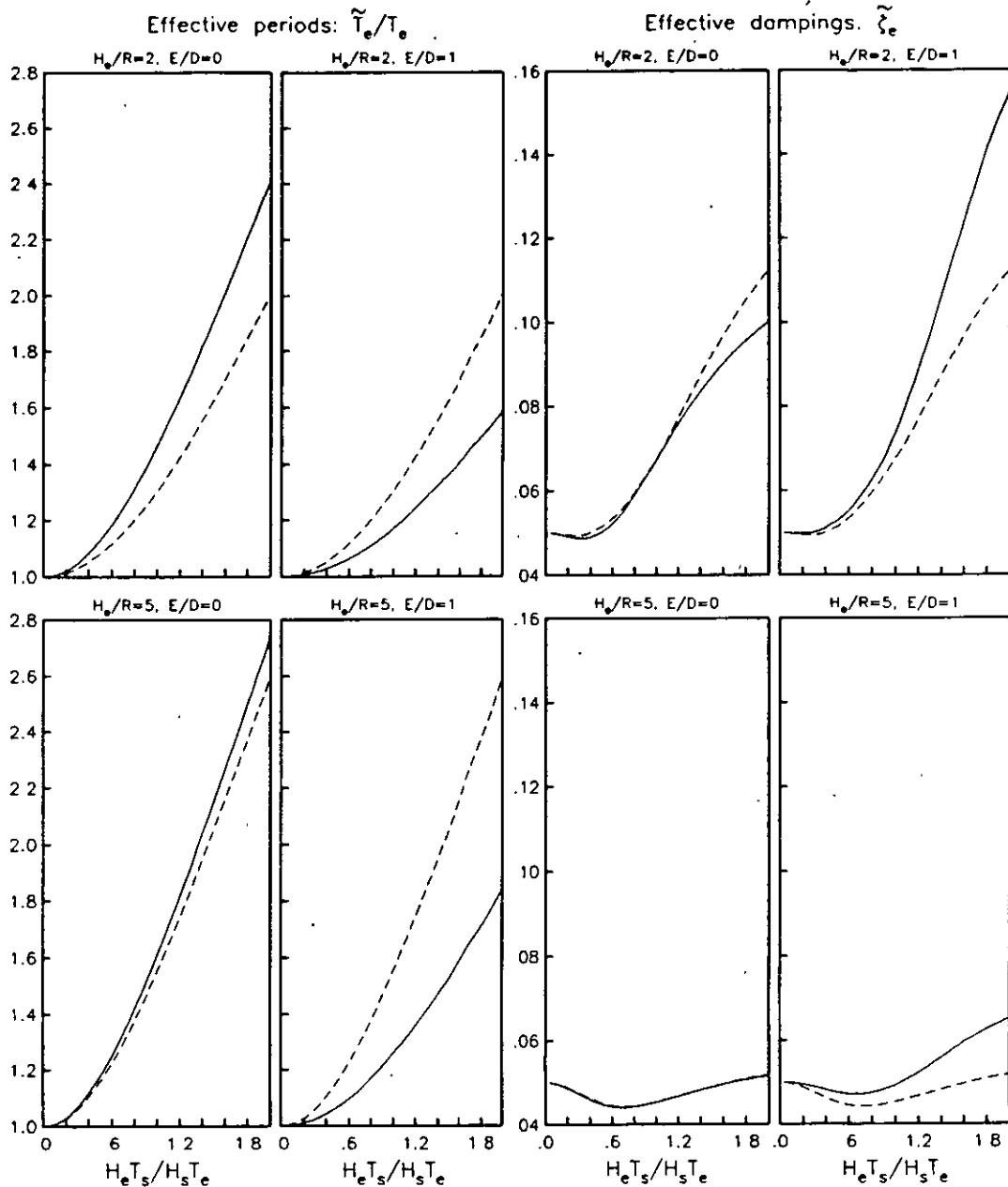


Fig. 7. Influence of the foundation embedment on the effective period and damping of soil-structure systems for a deep stratum with $H_s/R = 10$. Boxes correspond to $H_e/R = 2$ and 5 and $E/D = 0$ and 1 , inside of which results are displayed for relative foundation depths $D/R = 0$ (dashed line) and 1 (solid line); $\zeta_e = \zeta_s = 0.05$ and $\nu_s = 1/3$.

the rocking mode; in addition, the impedance coefficients corresponding to translation and rocking vibrations change considerably for sidewalls extending higher than about half the depth of embedment. Since a reduction in the system damping is associated with an increment of the structural response, overestimating the degree of contact between the soil and the footing walls could lead to results on the unsafe side. In general, the smaller the structure slenderness and the shallower the soil layer, the more is the influence of the foundation depth and the sidewall height on the system damping.

Figures 8 and 9 show effective periods and dampings

of soil-structure systems for $\nu_s = 0.45$ and relative depths of the foundation $D/R = 0$ and 1 , respectively. Results are presented in similar form to that used earlier, except for the fact that the two types of curves inside of the boxes correspond to relative depths of the soil layer $H_s/R = 4$ (dashed line) and 10 (solid line). It can be observed that the influence of the stratum depth on the system period is practically insignificant, while the system damping increases significantly with this characteristic parameter, meaning that the damping capacity of the foundation for shallow strata is lower than that for deep strata. The largest influence of the layer depth

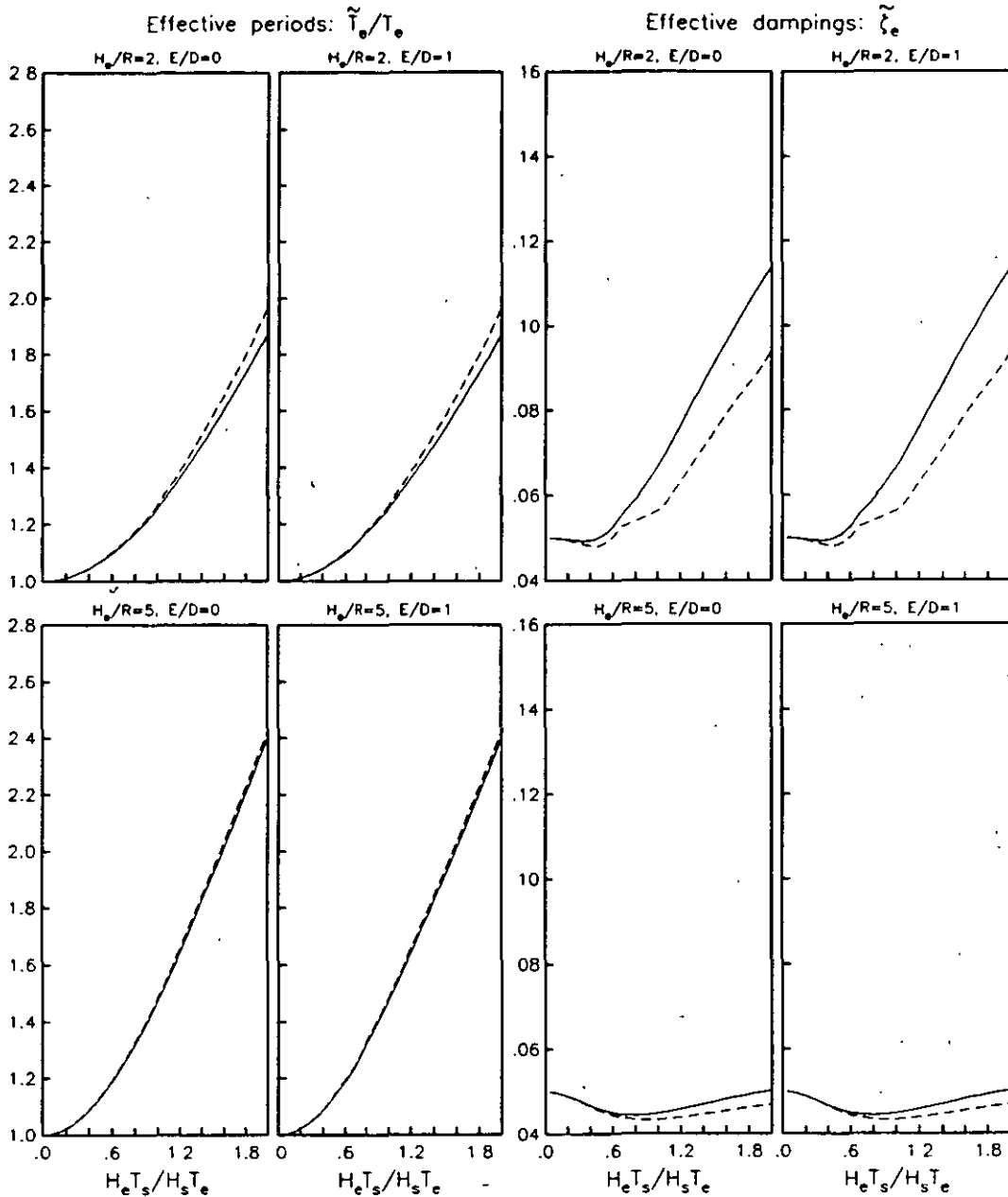


Fig. 8. Influence of the layer depth on the effective period and damping of soil-structure systems for a surface foundation with $D/R = 0$. Boxes correspond to $H_c/R = 2$ and 5 and $E/D = 0$ and 1 , inside of which results are displayed for relative stratum depths $H_s/R = 4$ (dashed line) and 10 (solid line); $\zeta_r = \zeta_s = 0.05$ and $\nu_s = 0.45$.

on the system damping is for $H_c/R = 2$, $D/R = 1$ and $E/D = 0$, that is, for short and squat structures with deep foundation without sidewall.

From all these results it is inferred that effective periods and dampings of structures with embedded foundation in a soil layer can be very different from those corresponding to buildings with surface foundation on a half-space. Similar results are expected for other values of the critical characteristic parameters H_s/R , D/R and E/D , so that the conclusions reached here about the influence of the foundation embedment and layer depth may be convincing.

APPROXIMATION TO THE EFFECTIVE SYSTEM PARAMETERS

Approximate expressions for the overall period, damping and peak response of coupled systems are very helpful either to estimate qualitatively the interaction effects or for preliminary calculations, and even to be used according to code provisions. On the basis of the parametric analysis, it is permissible to introduce several simplifications related to those characteristic parameters for which the structural response is insensitive to their variations within the ranges of values of practical

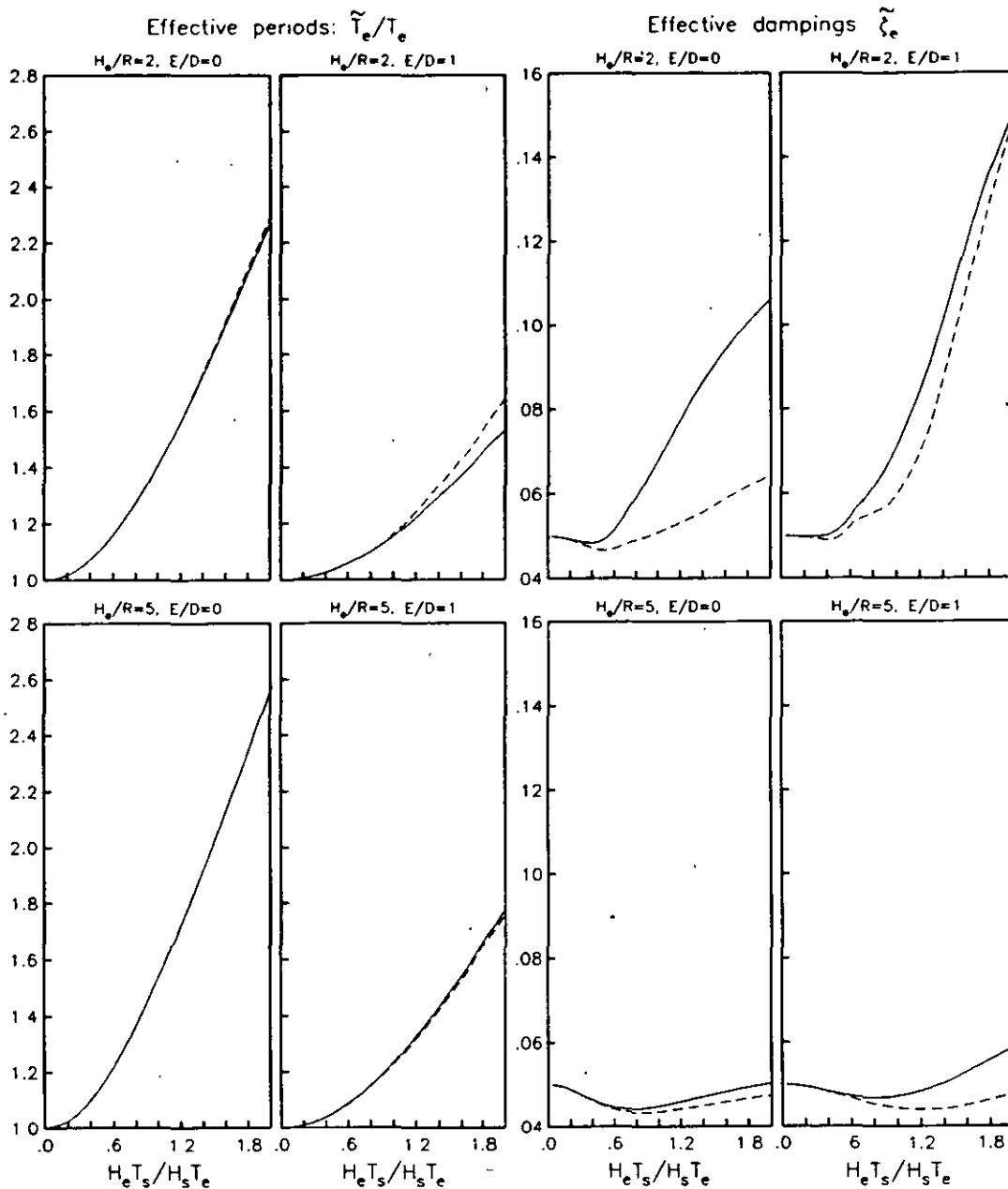


Fig. 9. Influence of the layer depth on the effective period and damping of soil-structure systems for an embedded foundation with $D/R = 1$. Boxes correspond to $H_e/R = 2$ and 5 and $E/D = 0$ and 1 , inside of which results are displayed for relative stratum depths $H_s/R = 4$ (dashed line) and 10 (solid line); $\zeta_c = \zeta_s = 0.05$ and $\nu_s = 0.45$.

interest. Thus, in addition to the approximations implicit in the interaction model, it is possible to obtain a simple solution by neglecting the influence of the mass M_c and the mass moment of inertia J_c of the foundation, as well as by neglecting the coupled stiffness K_{hr} and damping C_{hr} of the soil in comparison with the translation and rocking terms. In these conditions, eqn (4) takes the following reduced form:

$$\left[\begin{array}{ccc} K_e & 0 & 0 \\ 0 & K_h & 0 \\ 0 & 0 & K_r \end{array} \right] + i\omega \left[\begin{array}{ccc} C_e & 0 & 0 \\ 0 & C_h & 0 \\ 0 & 0 & C_r \end{array} \right]$$

$$-\omega^2 \left[\begin{array}{ccc} M_e & M_c & \\ M_c & M_e & \dots \\ M_e(H_e + D) & M_c(H_e + D) & \\ M_e(H_e + D) & & \\ \dots & M_e(H_e + D) & \\ M_e(H_e + D)^2 & & \end{array} \right] \left\{ \begin{array}{c} X_c \\ X_c \\ \Phi_c \end{array} \right\}$$

$$= -\ddot{X}_g \left\{ \begin{array}{c} M_e \\ M_e \\ M_e(H_e + D) \end{array} \right\} \quad (7)$$

Dividing the two first rows of eqn (7) by $\omega^2 M_e$ and the last one by $\omega^2 M_e (H_e + D)$, this equation reduces to

$$\begin{bmatrix} \frac{\omega_r^2}{\omega^2} (1 + i2\zeta'_e) - 1 & & -1 & & -1 \\ & -1 & & \frac{\omega_h^2}{\omega^2} (1 + i2\zeta'_h) - 1 & & -1 \\ & & -1 & & & \frac{\omega_r^2}{\omega^2} (1 + i2\zeta'_r) - 1 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} X_c \\ X_e \\ (H_e + D)\Phi_c \end{Bmatrix} = -\frac{\ddot{X}_g}{\omega^2} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (8)$$

in which $\zeta'_e(\omega) = (\omega/\omega_e)\zeta_e$, $\zeta'_h(\omega) = (\omega/\omega_h)\zeta_h$ and $\zeta'_r(\omega) = (\omega/\omega_r)\zeta_r$, where the natural frequencies ω_h and ω_r corresponding to the translation and rocking of the structure assumed rigid, respectively, are defined as

$$\omega_h^2 = \frac{K_h}{M_e} \quad (9)$$

$$\omega_r^2 = \frac{K_r}{M_e(H_e + D)^2} \quad (10)$$

whereas the damping ratios ζ_h and ζ_r of the soil, including both material and geometrical damping, in the translation and rocking modes of the foundation, respectively, are defined as

$$\zeta_h = \frac{C_h}{2\omega_h M_e} \quad (11)$$

$$\zeta_r = \frac{C_r}{2\omega_r M_e (H_e + D)^2} \quad (12)$$

Solving the complex system of algebraic equations given by eqn (8), we find that the structural pseudo-acceleration is equal to

$$\omega_e^2 X_e = -\ddot{X}_g \left(1 + i2\zeta'_e - \frac{\omega^2}{\omega_e^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} \frac{1 + 4\zeta'_e\zeta'_h + i2(\zeta'_e - \zeta'_h)}{1 + 4\zeta'^2_h} - \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \frac{1 + 4\zeta'_e\zeta'_r + i2(\zeta'_e - \zeta'_r)}{1 + 4\zeta'^2_r} \right)^{-1} \quad (13)$$

Now, assuming that the replacement oscillator with rigid base, whose natural frequency and damping ratio are respectively $\bar{\omega}_e$ and $\bar{\zeta}_e$, is subjected to the same harmonic support excitation of the coupled system, the structural pseudo-acceleration in the steady-state is given by (Clough & Penzien¹³)

$$\bar{\omega}_e^2 \bar{X}_e = -\ddot{X}_g \left(1 - \frac{\omega^2}{\bar{\omega}_e^2} + i2\bar{\zeta}_e \frac{\omega}{\bar{\omega}_e} \right)^{-1} \quad (14)$$

Considering that the structure mass is the same in both the soil-structure system and the replacement oscillator, the effective frequency and damping of the coupled system can be obtained by equating the real and imaginary parts of eqn (13) with those of eqn (14) for the

resonance condition $\omega = \bar{\omega}_e$. Doing this, the following expressions are found:

$$\frac{1}{\bar{\omega}_e^2} = \frac{1}{\omega_e^2} + \frac{1}{\omega_h^2} \frac{1 + 4\zeta'_e\zeta'_h}{1 + 4\zeta'^2_h} + \frac{1}{\omega_r^2} \frac{1 + 4\zeta'_e\zeta'_r}{1 + 4\zeta'^2_r} \quad (15)$$

$$\bar{\zeta}_e = \zeta'_e + \frac{\bar{\omega}_e^2}{\omega_h^2} \frac{\zeta'_h - \zeta'_e}{1 + 4\zeta'^2_h} + \frac{\bar{\omega}_e^2}{\omega_r^2} \frac{\zeta'_r - \zeta'_e}{1 + 4\zeta'^2_r} \quad (16)$$

It is worth pointing out that for consistency ζ'_e , ζ'_h and ζ'_r , as well as ω_h and ω_r , have to be evaluated at $\omega = \bar{\omega}_e$. As $\bar{\omega}_e$ is not known *a priori*, an iterative process starting at $\omega = \omega_e$ is required for calculating the system frequency. The fact that $\bar{\omega}_e$ and $\bar{\zeta}_e$ are evaluated at resonance and then used over the whole range of frequencies is because a satisfactory agreement between the frequency response of the soil-structure system and that of the replacement oscillator is obtained over a wide interval of frequencies on both sides of the resonant frequency (Veletsos & Meek¹), except for very squat structures and too soft soils; in this case, the transfer function of the coupled system cannot be fitted anymore with that of a single fixed-base oscillator (Avilés & Pérez-Rocha¹⁴). Also, it may be noted that this analogy amounts to equating the resonant values of $\omega_e^2 \bar{X}_e$ and $\bar{\omega}_e^2 \bar{X}_e$, which implies that the maximum structural deformations of both the interacting system and the replacement oscillator are related by the expression $X_e^{\max} = (\bar{\omega}_e^2/\omega_e^2) \bar{X}_e^{\max}$.

Comparison with solutions by other authors

Several authors (Bielak,² Jennings & Bielak,³ Luco,^{4,5} Luco *et al.*,⁶ Wolf⁷) have derived approximate expressions for the system frequency and system damping, which are analogous to the ones presented herein. However, even though our results are very similar to their analytical expressions, some slight differences exist that would be necessary to point out and discuss.

First of all, such solutions were obtained by introducing two additional simplifying assumptions, which consist in neglecting the foundation depth and terms involving squares or products of the damping coefficients. Also, in some cases (Luco,^{4,5} Luco *et al.*,⁶ Wolf⁷) the imaginary parts of the impedance functions of the soil were decomposed into two components, one of them expressing the hysteretic material damping and the other representing the viscous geometrical damping.

For a soil without material damping, the complex frequency-dependent impedance function for any vibration mode of the foundation can be written as

$$\bar{K}_m = K_m + i\omega C_m; \quad m = h, r \quad (17)$$

The material damping may be approximately introduced by multiplying the stiffness K_m dependent on the frequency with the complex factor $(1 + i2\zeta_s)$, where ζ_s expresses the hysteretic damping ratio. This substitution leads to

$$\bar{K}_m = K_m(1 + i2(\zeta'_m + \zeta_s)); \quad m = h, r \quad (18)$$

where $\zeta'_m = \omega C_m / (2K_m)$ represents the ratio of the viscous radiation damping. This result indicates that total damping coefficients can be obtained as the direct addition of both material and geometrical damping.

Now, replacing ζ'_h by $\zeta'_h + \zeta_r$ and ζ'_r by $\zeta'_r + \zeta_r$, neglecting products of ζ'_e , ζ'_h , ζ'_r and ζ_r , and finally substituting $\zeta'_e = (\tilde{\omega}_e/\omega_e)\zeta_e$, $\zeta'_h = (\tilde{\omega}_h/\omega_h)\zeta_h$ and $\zeta'_r = (\tilde{\omega}_r/\omega_r)\zeta_r$, eqns (15) and (16) are reduced as follows:

$$\frac{1}{\tilde{\omega}_e^2} = \frac{1}{\omega_e^2} + \frac{1}{\omega_h^2} + \frac{1}{\omega_r^2} \quad (19)$$

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \frac{\tilde{\omega}_e^3}{\omega_e^3} + \zeta_h \frac{\tilde{\omega}_h^3}{\omega_h^3} + \zeta_r \frac{\tilde{\omega}_r^3}{\omega_r^3} + \zeta_r \left(1 - \frac{\tilde{\omega}_e^2}{\omega_e^2} \right) \quad (20)$$

These approximations for the system frequency and system damping are identical to the expressions reported by Luco^{4,5} and Luco *et al.*⁶ for the case of surface foundation. For consistency, eqns (19) and (20) should be evaluated by considering $D = 0$ in eqns (10) and (12), and by using C_h and C_r appearing in eqns (11) and (12), respectively, obtained from a purely elastic soil. Such approximations can also be shown to be similar to the expressions presented by Wolf,⁷ except for the first term of $\tilde{\zeta}_e$ corresponding to the structural damping which, for having been considered of hysteretic type (frequency independent), led to an exponent of only two instead of three as in the present analysis. Also, except for differences in notation, these results are identical to those reported by Bielak¹⁵ and Jennings & Bielak,³ who dealt jointly with the material and geometrical dampings as in the present study.

Approximations to the system period and system damping compared with the numerical solution are shown in Figs 10 and 11 for relative depths of the foundation $D/R = 0$ and 1, respectively. Effective periods and dampings are depicted in boxes for slenderness ratios of the structure $H_e/R = 2$ and 5. Extreme cases of foundation embedment and building slenderness are considered to emphasize the differences among solutions. The rest of the characteristic parameters were fixed constant at values of $M_e/(\rho_s \pi R^2 H_e) = 0.15$, $\nu_s = 0.45$, $H_s/R = 10$ and $E/D = 1$; similar behavior is observed for other values of these characteristic parameters. For consistency, the numerical solution was computed by taking the linear and rotary inertia of the foundation equal to zero, but the influence of the coupled impedance functions was included.

The curves marked with the solid line and the different segmented lines correspond to the numerical solution and the different approximations, respectively. As expected, for surface foundations ($D/R = 0$) Luco's solution is in good agreement with the numerical results from a practical point of view; the accuracy in the period is better than that in the damping. Wolf's solution cannot reproduce the reduction in the structural damping with respect to the fixed-base condition that arises in

tall and slender structures ($H_e/R = 5$). This is because the structural damping assumed in its solution is hysteretic rather than viscous. Although the present solution is a little more involved than the other approximations, it is in general of higher accuracy than them, particularly for embedded foundations and when the relative stiffness between the structure and soil increases. Differences among solutions come mainly from the fact that the foundation depth should be considered not only in calculating the foundation stiffnesses, but also in deriving the effective system parameters as in the present approximation. Such differences enlarge as the relative stiffness between the structure and soil increases, being most pronounced in the system damping of short and squat structures ($H_e/R = 2$). Introducing damping terms of second order seems to be not relevant for slenderness ratios $H_e/R \geq 2$ and stiffness ratios $(H_e T_s)/(H_s T_e) \leq 2$, which correspond to coupled systems with low to moderate damping.

Even though the present solution proves to be more precise than the other approximations, it is not recommended for coupled systems with high damping. In this case, the numerical solution should be preferred because it represents a simple and more accurate approach, which also accounts for the influence of the coupled impedance functions. For practical purposes, the relative importance of the coupling mode can be very significant for short and squat structures with deep foundation in total contact with the surrounding soil.

CONCLUSIONS

The effects of the foundation embedment and layer depth on the effective period and damping of structures interacting with the soil have been evaluated, by applying a numerical solution for a kind of soil-structure system that is commonly used in seismic codes. The interaction model takes into account the foundation depth, the degree of contact between the soil and the foundation walls, and the depth of the soil layer, for a cylindrical foundation embedded in a homogeneous stratum with rigid base. The soil is replaced with appropriate impedance functions, so that linear springs and viscous dashpots dependent on the excitation frequency are used. Extreme cases of foundation embedment and layer depth were studied to emphasize the interaction effects. Also, the sidewall height was considered variable, the extreme cases being the one of not existing sidewall and that of sidewall extending along the entire foundation depth.

Results show that the influence of the linear and rotary inertia of the foundation on the effective period and damping of coupled systems is insignificant, as has been shown by other authors for the case of surface foundations on a half-space. It is concluded that the usual assumption of neglecting these characteristic parameters may be permissible in deriving single approximations

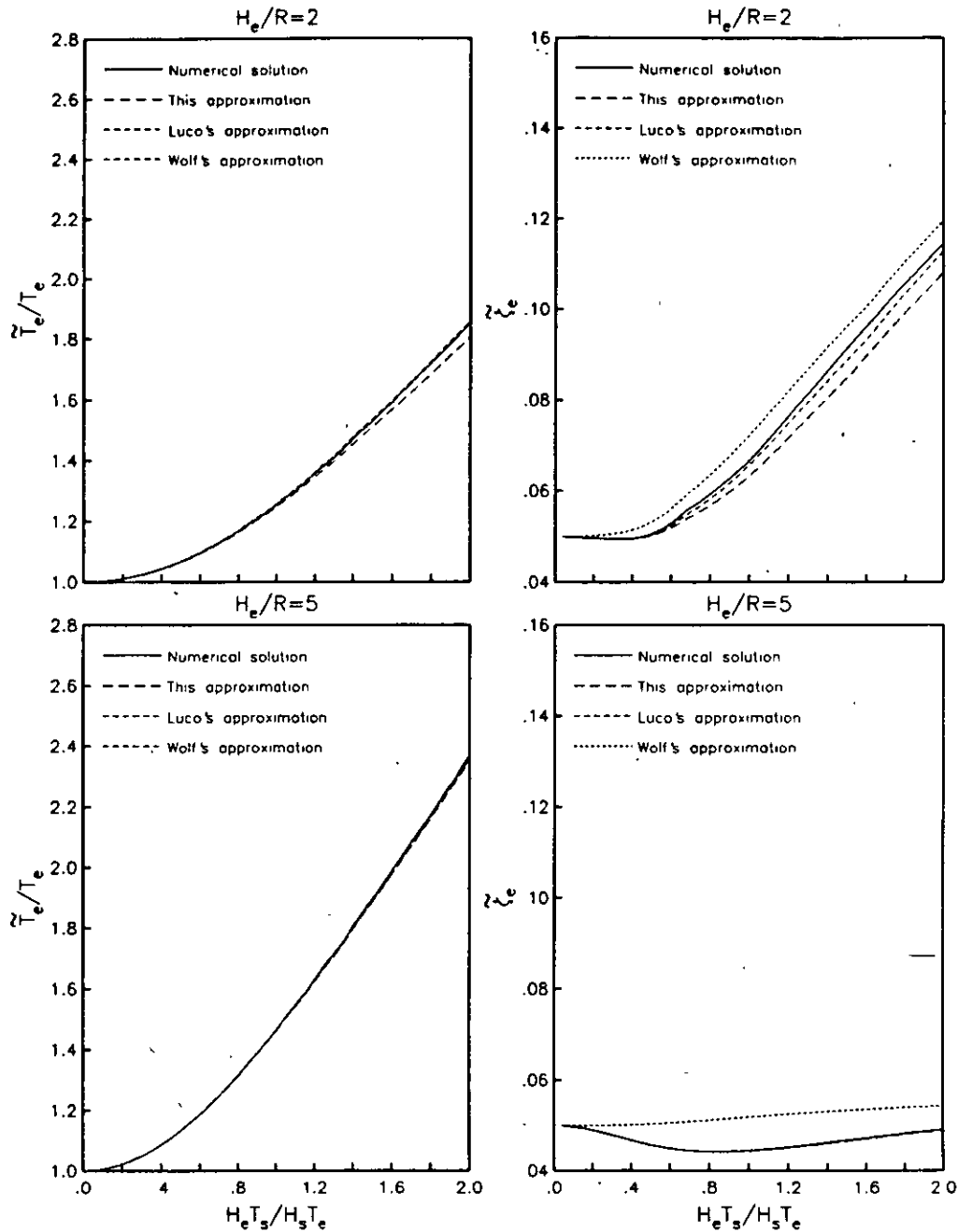


Fig. 10. Comparison of the present solution with other exact and approximate results. Effective periods and dampings of soil-structure systems for a surface foundation with $D/R = 0$ are shown inside of boxes corresponding to $H_e/R = 2$ and 5; $\zeta_e = \zeta_s = 0.05$, $\nu_s = 0.45$, $H_s/R = 10$ and $E/D = 1$.

for the effective system parameters, which are widely used in practical applications. Also, it is found that generalizing from representative average values of the soil mass density is not possible, because of its large influence on the system period; the system damping is little sensitive to variations of this characteristic parameter.

It is confirmed that the system period decreases and the system damping increases with the foundation embedment only for footings with sidewall in total contact with the surrounding soil. Results show that the effective system parameters for footings without

sidewall or with sidewall in null contact with the surrounding soil behave opposite to those corresponding to the interface condition of total contact. The system damping is most affected by the degree of contact between the soil and the footing walls. In general, the smaller the structure slenderness and the shallower the soil layer, the more is the influence of the foundation depth and the sidewall height on the system damping. Also, it is found that the influence of the layer depth on the system period is practically insignificant, whereas the system damping increases significantly with this characteristic parameter, meaning that the damping

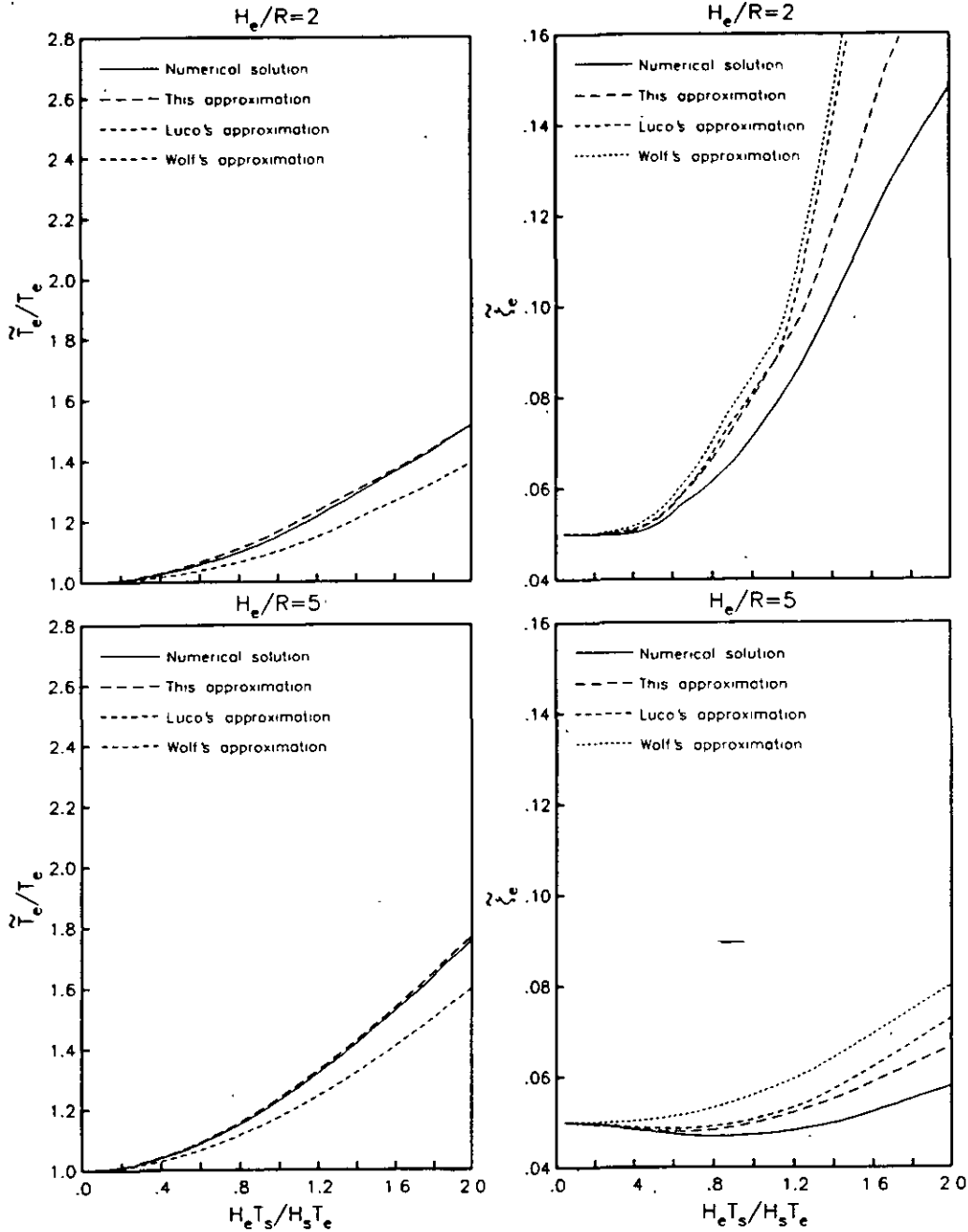


Fig. 11. Comparison of the present solution with other exact and approximate results. Effective periods and dampings of soil-structure systems for an embedded foundation with $D/R = 1$ are shown inside of boxes corresponding to $H_e/R = 2$ and 5; $\zeta_e = \zeta_s = 0.05$, $\nu_s = 0.45$, $H_s/R = 10$ and $E/D = 1$.

capacity of the foundation for shallow strata is lower than that for deep strata. The largest influence of the stratum depth on the system damping is for short and squat structures with deep foundation without sidewall.

Introducing permissible simplifications, an approximate solution for the effective period and damping of coupled systems was obtained, which is in general of higher accuracy than other approximations reported by several authors. This is particularly important for embedded footings, because the foundation depth representing a key interaction parameter is explicitly considered. It is also important for coupled systems where

the contribution of both structural and foundation damping is relatively high, since damping factors of second order are taken into account.

Finally, the influence of the foundation embedment and layer depth on the system period and system damping was evaluated by considering only the inertial interaction effects, since a harmonic motion with constant amplitude was used as support excitation. It would be worth improving the interaction model by accounting for the kinematic interaction effects, due to the differences between the foundation input motion and the surface free-field motion.

ACKNOWLEDGEMENTS

Thanks are given to F. J. Sánchez-Sesma for his valuable suggestions. We are in debt to the anonymous reviewers for their critical remarks and useful comments, which contributed to the clarity of this paper.

REFERENCES

1. Veletsos, A. S. & Meek, J. W. Dynamic behaviour of building-foundation systems. *Earthq. Engng Struct. Dynam.*, 1974, **3**, 121-38.
2. Bielak, J. Dynamic behavior of structures with embedded foundations. *Earthq. Engng Struct. Dynam.*, 1975, **3**, 259-74.
3. Jennings, P. C. & Bielak, J. Dynamics of building-soil interaction. *Bull. Seism. Soc. Amer.*, 1973, **63**, 9-48.
4. Luco, J. E. Linear soil-structure interaction. Report UCRL-15272, Lawrence Livermore National Laboratory, Livermore, California, 1980.
5. Luco, J. E. Soil-structure interaction and identification of structural models. *Proc. 2nd ASCE Specialty Conference in Civil Engineering and Nuclear Power*, Knoxville, Tennessee, Vol. II, Paper No. 10-1, 10.1-10.30, 1980.
6. Luco, J. E., Trifunac, M. D. & Wong, H. L. On the apparent change in dynamic behavior of a nine-story reinforced concrete building. *Bull. Seism. Soc. Amer.*, 1987, **77**, 1961-83.
7. Wolf, J. P. *Dynamic Soil-Structure Interaction*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1985.
8. Todorovska, M. I. & Trifunac, M. D. The system damping, the system frequency and the system response peak amplitudes during in-plane building-soil interaction. *Earthq. Engng Struct. Dynam.*, 1992, **21**, 127-44.
9. Todorovska, M. I. Effects of the depth of the embedment on the system response during building-soil interaction. *Soil Dynam. Earthq. Engng*, 1992, **11**, 111-23.
10. Avilés, J. & Pérez-Rocha, L. E. Resortes y amortiguadores equivalentes del suelo. *Bol. Cent. Invest. Sismica, México*, 1992, **2-1**, 22-81.
11. Tassoulas, J. L. & Kausel, E. Elements for the numerical analysis of wave motion in layered strata. *Int. J. Numer. Meth. Engng*, 1983, **19**, 1005-32.
12. Tassoulas, J. L. & Kausel, E. On the effect of the rigid sidewall on the dynamic stiffness of embedded circular footings. *Earthq. Engng Struct. Dynam.*, 1983, **11**, 403-14.
13. Clough, R. W. & Penzien, J. *Dynamics of Structures*. McGraw-Hill, New York, 1975.
14. Avilés, J., Pérez-Rocha, L. E. & Aguilar, H. R. Periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-estructura. *Bol. Cent. Invest. Sismica, México*, 1992, **2-2**, 17-62.
15. Bielak, J. Modal analysis for building-soil interaction. *J. Engng Mech. Div., ASCE*, 1976, **102**, 771-86.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA

MODULO IV: DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA:

ENCAMISADO DE COLUMNAS DE CONCRETO

**EXPOSITOR: ING. OSCAR DE LA TORRE RANGEL
1997**

ENCAMISADO DE COLUMNAS DE CONCRETO

1. TIPOS DE ENCAMISADO

1a) *Con concreto armado*

Consiste en cubrir ó forrar todo el fuste de la columna existente, con concreto de igual ó mayor resistencia, armado con varillas longitudinales y transversales. (Figura 1)

1b) *Con acero laminado*

Consiste en cubrir o forrar, todo el fuste de la columna existente, con placas de acero laminado, dobladas y/ó soldadas, o bien una combinación de ángulos y placas soldadas entre sí. (Figura 2)

El espacio que se forma entre la superficie exterior de la columna existente y las piezas de acero laminado, debe ser rellenado con concreto ó mortero de cemento-arena.

1c) *Con una combinación de acero laminado y concreto*

Consiste en cubrir ó forrar todo el fuste de la columna existente, con perfiles metálicos laminados que solo ocupan parte de la nueva sección transversal, complementada con concreto armado, que a su vez, sirve de empaque y contacto entre el concreto existente y las nuevas piezas metálicas. (Figura 3).

1d) *Con alambre o bandas envolventes*

Consiste en colocar manual o mecánicamente, alambres, varillas, ó placas flexibles, al rededor de la sección transversal existente. Estos nuevos elementos pueden ser adheridos o solo ajustados por tensión durante su colocación, generalmente en forma continua a modo de espiral o zuncho perimetral.

2. MOTIVOS PARA ENCAMISAR

- 2a)** Para asegurar un confinamiento transversal del concreto existente, por defecto de estribos.
- 2b)** Para incrementar la Ductilidad de la columna, especialmente en su zona de junta o conexión con otras piezas de la estructura. (Figura 4).
- 2c)** Para incorporar mayor acero de refuerzo longitudinal y aumentar el área de la sección transversal.
- 2d)** Como elemento de reparación local, por falla de la columna existente.
- 2e)** Para facilitar la conexión con elementos del refuerzo de traveses del marco o estructura común.

3. AJUSTE ENTRE CAMISA Y COLUMNA

3a) *Preparación de la superficie existente*

Ha quedado demostrado en diferentes países, y con varias investigaciones, que solo basta una acción de "picado ligero" ó eliminación de la superficie lisa del concreto existente, provocando una rugosidad sensible al tacto, para garantizar la unión entre el concreto viejo y el mortero o concreto nuevo.

No existe especificación del grado de rugosidad, aunque las referencias escritas y verbales señalan profundidad del picado, del orden de 1 mm á 2 mm, a modo de "martelinado ligero", y adicionalmente una limpieza y eliminación de polvo, pintura, y material suelto.

Ing. Oscar de la Torre Rangel

No es necesaria la aplicación de líquido o material adherente, pero si es recomendable el humedecimiento de la superficie del concreto existente, para evitar que este, le quite agua a la nueva mezcla.

3b) Colado del concreto para la camisa

El concreto que rodeará la sección transversal existente, debe colarse de preferencia en tramos no mayores de 2 mts de altura, a través de "ventanas" de colado, en la cimbra, o en la estructura existente. En esta acción de colado, deberá asegurarse que no quede aire atrapado, vibrando interna y externamente, golpeando la cimbra o forro metálico, y formando orificios de control, que permitan salida del aire y sirvan como testigos del llenado total.

El uso de aditivos fluidizantes ó expansivos no es indispensable y debe decidirlo el constructor dependiendo de su cimbrado, facilidad de colado y fluidez de su mezcla.

3c) Mezclas y morteros para "empaque" y "ajuste"

Las camisas metálicas que ocupan parte de la nueva sección transversal, como pueden ser ángulos laminados en las esquinas de secciones existentes, y que no dejan espacio suficiente para colado de concreto nuevo, requieren la colocación de mezclas de cemento-arena, generalmente con aditivos fluidizantes, que garanticen el ajuste ó empaque.

La colocación de esta mezcla fluida es laboriosa, requiere de personal capacitado, con pruebas previas en la propia obra, y colocación previa de material de "calafateo" en los bordes del perfil metálico, que evite la pérdida de la mezcla antes de su fraguado.

Ing. Oscar de la Torre Rangel

4. CRITERIOS PARA ANALISIS Y DISEÑO

4a) *Análisis*

Si el nuevo concreto, las nuevas piezas de acero laminado, así como el nuevo acero de refuerzo, se logran incorporar en toda la longitud del fuste de la columna existente, se tendrá un nuevo elemento con sección transversal ampliada.

Al presentarse acciones sísmicas, se inducirán flexiones y cargas axiales, que las resistirá la sección nueva, modificada, con toda su inercia actuando, para efecto de rigidez del marco al que pertenece.

Las deformaciones axiales, y las consecuencias de desplomes y excentricidades que tenga la columna existente, se verán reducidas ó anuladas por la presencia del encamisado, al actuar cargas vivas y cargas sísmicas.

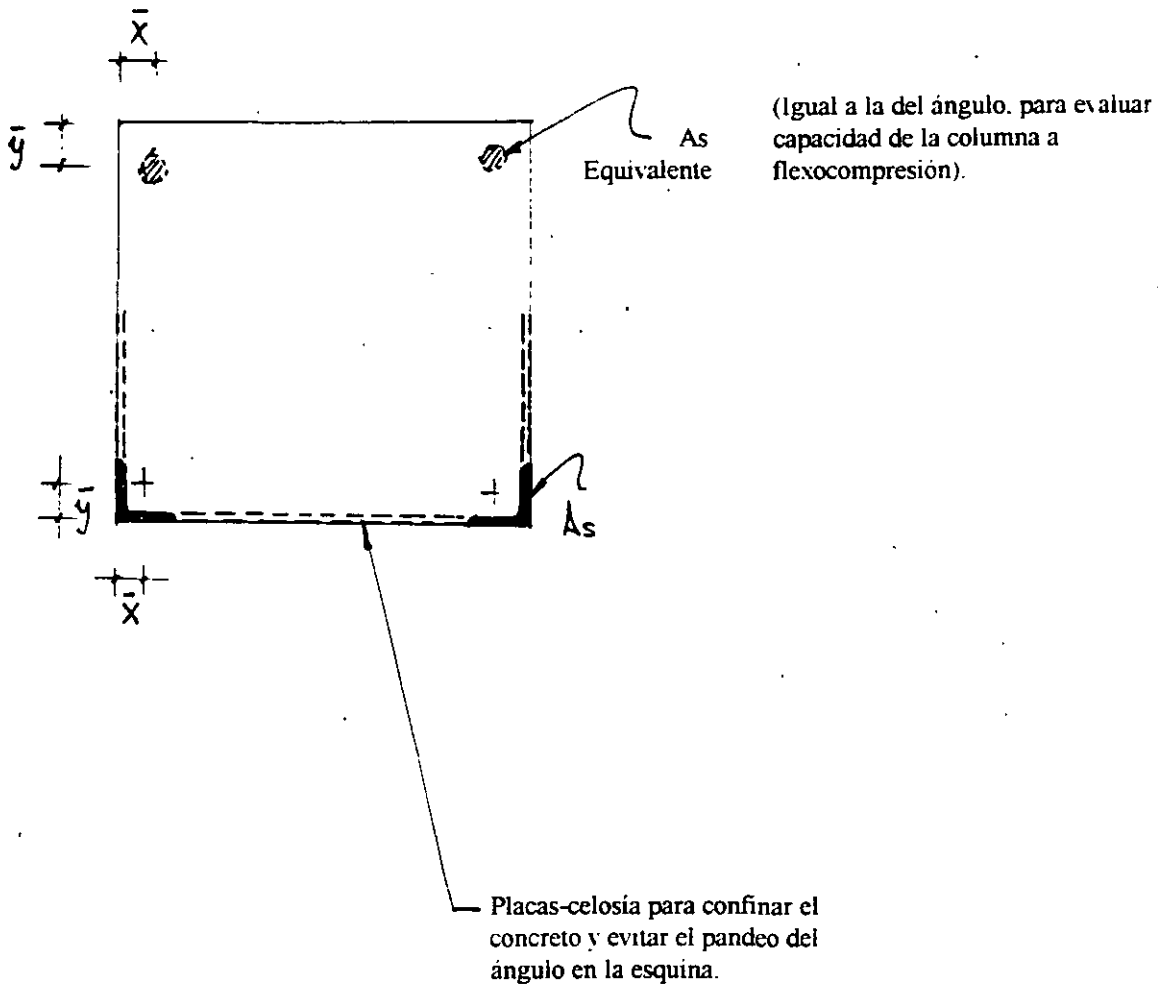
4b) *Diseño*

Un criterio de diseño consiste en ignorar el acero de refuerzo de la columna existente, para las nuevas acciones sísmicas, aceptando valor de f_c del nuevo concreto, para toda la sección.

Dentro de este criterio, resulta conservador suponer que la carga axial permanente, ha sido tomada por la sección existente, durante su vida útil, provocando los esfuerzos y deformaciones correspondientes, por lo que no deberá sumarse a los elementos mecánicos debidos a sismo, a menos que la columna existente hubiera sido dañada.

5. NECESIDAD DE INVESTIGACION Y NORMATIVIDAD

Ing. Oscar de la Torre Rangel



(Ver figuras (5) y (6))

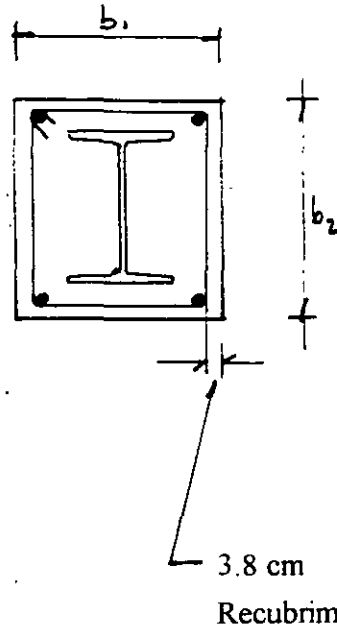
ESPECIFICACIONES (AISC)

A. Las especificaciones LRFD (AISC) no proporcionan requisitos detallados para la separación entre barras de refuerzo, por lo que es aconsejable referirse a las recomendaciones del ACI.

B. Para que se puedan usar las especificaciones LRFD, $p \geq 4\%$.

Ing. Oscar de la Torre Rangel

C. Si se usa perfil de acero ahogado en concreto, deberán usarse varillas longitudinales, continuas a través de los pisos.



$$S = \text{Sep de estribos} \leq \frac{2}{3}b \text{ min}$$

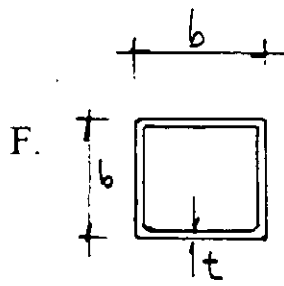
$$\text{as (estribos)} \geq 0.0452 \left(\frac{S}{2.54} \right)$$

D. $f'c \geq 200 \text{ kg/cm}^2$ (concreto normal)
 $f'c \geq 300 \text{ kg/cm}^2$ (concreto ligero)

E. $f_y \leq 4000 \text{ kg/cm}^2$ (para el acero corrugado - varillas)

$\epsilon \leq 0.0018$ (para asegurar que no hay desconchamientos en el concreto).

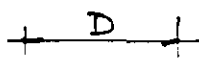
Ing. Oscar de la Torre Rangel



F.

$$t \geq b \sqrt{\frac{\sigma_y}{3E}}$$

$$t \geq b (0.02)$$

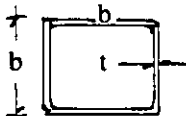
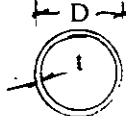


$$t \geq D \sqrt{\frac{\sigma_y}{8E}}$$

$$t \geq D (0.0123)$$

Para evitar pandeo antes de fluir.

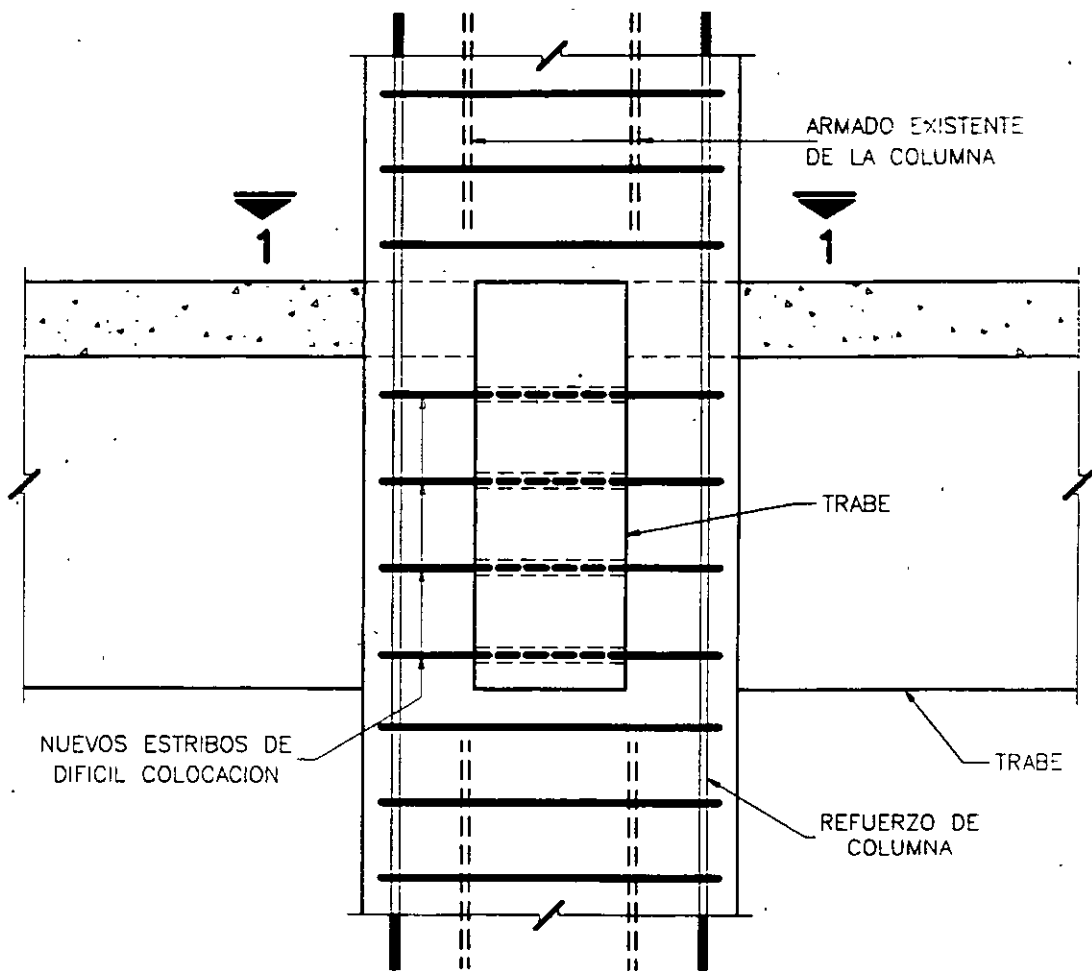
Para acero (A36) $\sigma_y = 2530$
ver tabla siguiente

(b) ó (D) cm	t mín (cm)	
		
10 cm	0.20 cm	0.12 cm
20 cm	0.40 cm	0.25 cm
25 cm	0.50 cm	0.30 cm
30 cm	0.60 cm (1/4")	0.34 cm
40 cm	0.80 cm (5/16")	0.49 cm
50 cm	1.0 cm (3/8")	0.61 cm (1/4")
60 cm	1.20 cm (1/2")	0.74 cm

G. Cuando la columna compuesta tiene más de un perfil de acero, estos deben de conectarse con barras o placas de unión, para evitar el pandeo de los perfiles individuales antes de que el concreto endurezca. Después de que el concreto ha endurecido, se supone que todas las partes de la columna, trabajan como una unidad para resistir la carga.

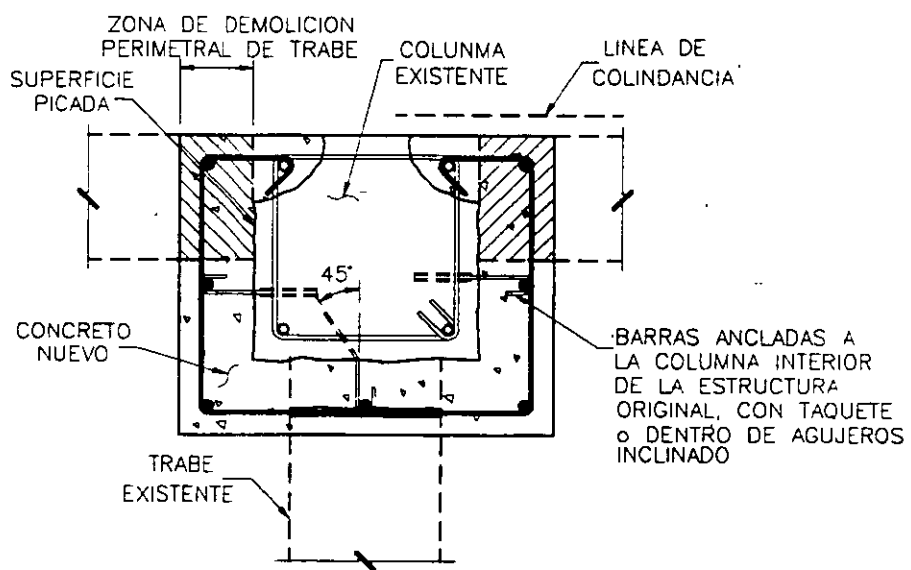
BIBLIOGRAFIA

- D. Belford. Composite Steel Concrete Building Frame. Civil Engineering. (Nueva York: ASCE Julio 1972).
- L.G. Griffis Design of Encased W-Shape Composite Columns Memorias de la conferencia de construcción en acero 1988 (AISC) Chicago.
- A.C.I.-ASCE. Committee 352. Recomendatio for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures. (1976). (ACI352R-76) Reaffirmed 1981. 19pp.
- Aguilar, J., et al., (Feb 1989). México Earthquake of September 19, 1985. Statistic of Damage and of Retrofitting-Techniques in Reinforced Concrete Buildings Affected by the 1985 Earthquake. Earthquake Spectra V. 5, NO-1, pp. 145-151.
- Alcocer, S.M. and Jirsa, O.J. (1993). Strength of Reinforced Concrete Frame Connections Rehabilitated by Jacketing. A.C.I. Structural Journal. Vol.90, NO.3, May-June. 249-261.
- Hirosawa, M. (1990/91). Current Japanese Systems on Seismic Capacity Evaluation and Retrofit Techniques for Existing Buildings and Post-Earthquake Damage Inspection and Restauration Techniques. IISEE Lecture Note Tsukuba, Japan pp.69-139.
- Jara, M. et al (Feb. 1989). México Earthquake of September 19,1985. Typical cases of Repair and Strenghtening of Concrete Buildings. Earthquake Spectra V. 5, NO-1, pp. 175-193.
- Rodriguez, M. and Park, R. (1994). Seismic Load Test on Reinforced Concrete Columns Strengthened. by Jacketing. A.C.I. Structural Journal. Vol. 91, NO 2, March-April pp 150-159.
- Valluvan, R., et al (1993). Strenghtening of Column Splices for Seismic Retrofit of Nonductile Reinforced Concrete Frames. A.C.I. Structural Journal. VOL. 90, NO. 4, July-August. 432-40.



REFUERZO DE COLUMNA (ELEVACION)

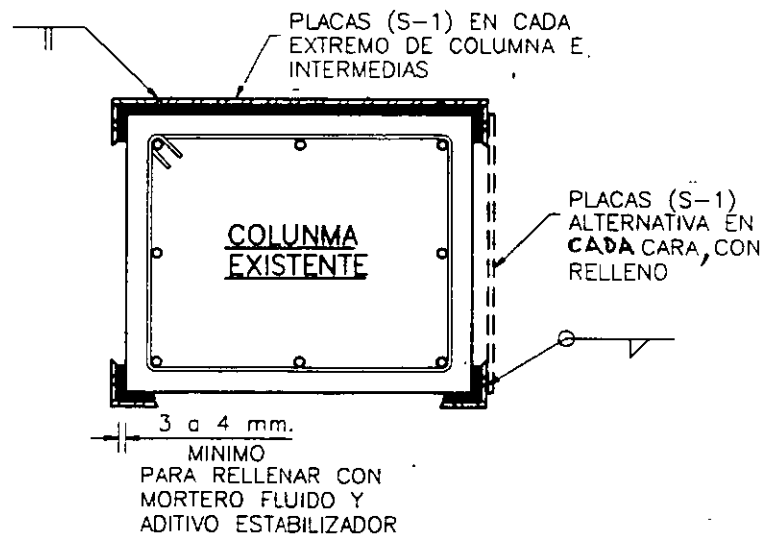
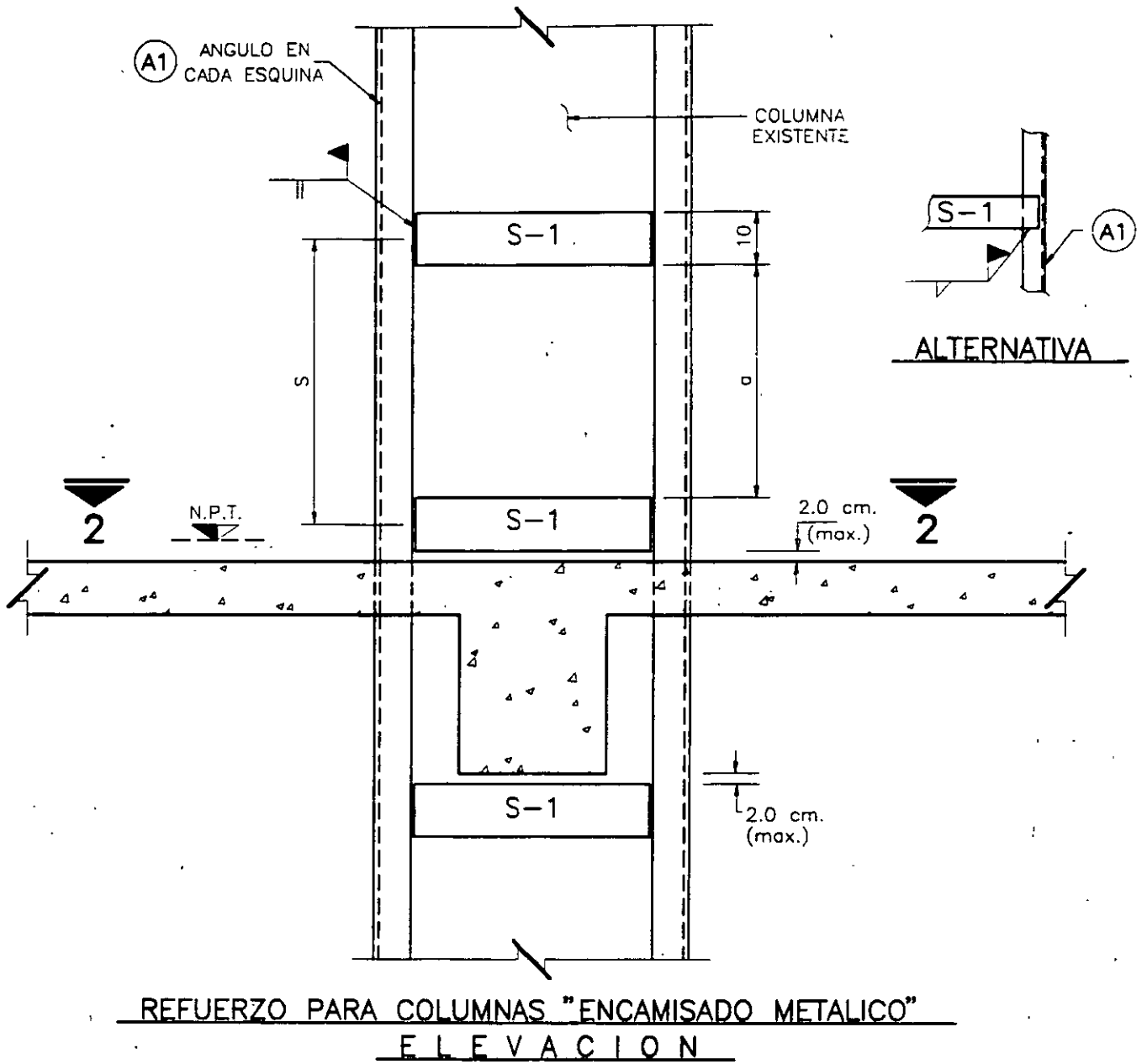
AGREGANDO ARMADO EXTERIOR Y AUMENTANDO SECCION DE CONCRETO



REFUERZO PARA COLUMNA (COLINDANCIA)

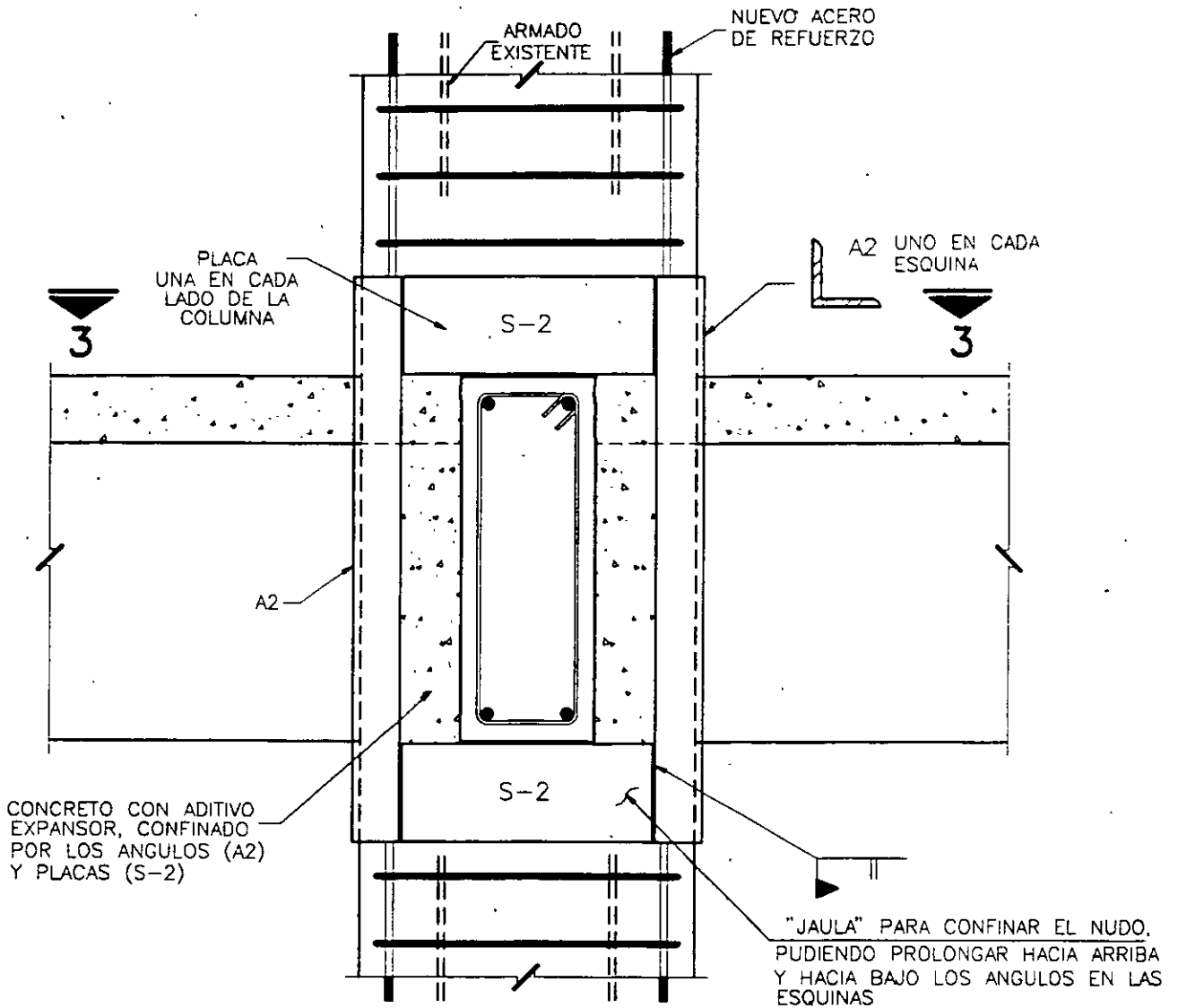
CORTE 1 - 1

FIGURA 1



ANGULOS EN LAS ESQUINAS Y PLACAS EN CELOSIA DE CADA CARA

FIGURA 2

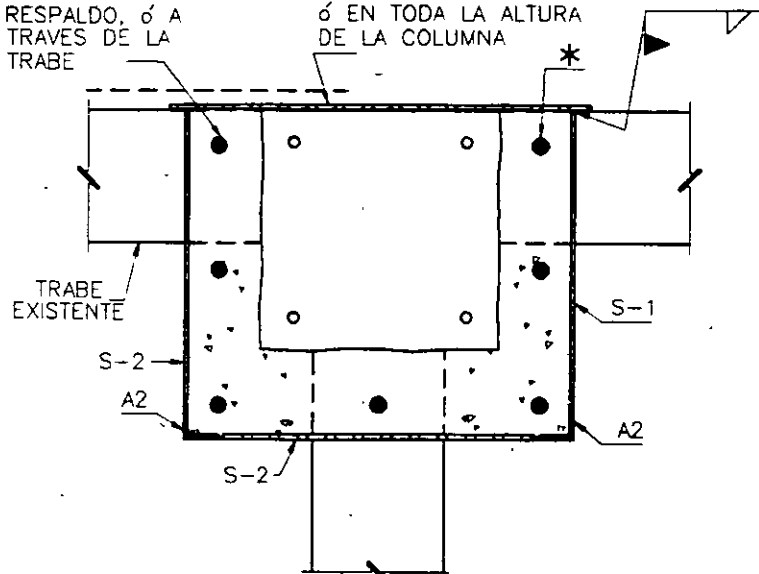


REFUERZO DE COLUMNA
ELEVACION

ELIMINANDO ESTRIBOS EN EL TRAMO DE TRABES

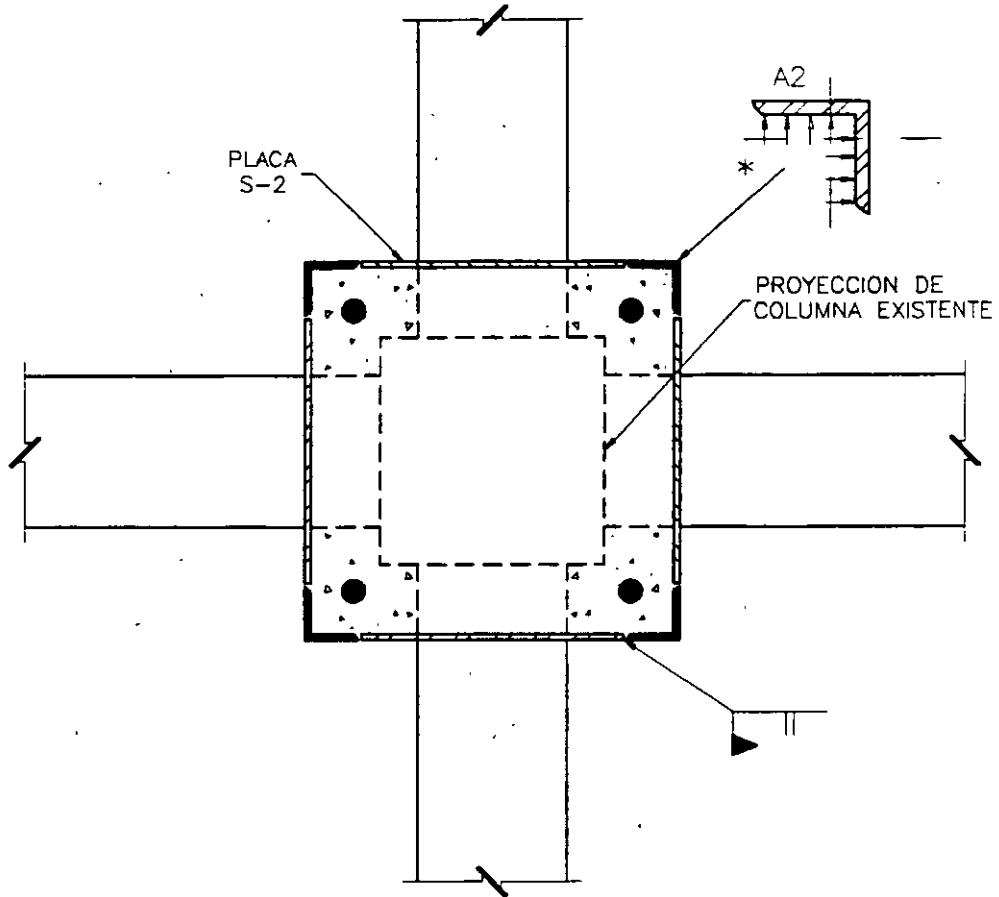
* VARILLA SOLDADA EN PLACA DE RESPALDO, ó A TRAVES DE LA TRABE

PLACA DE RESPALDO EN EL TRAMO DE TRABES ó EN TODA LA ALTURA DE LA COLUMNA



CORTE 3-3

FIGURA 3 II

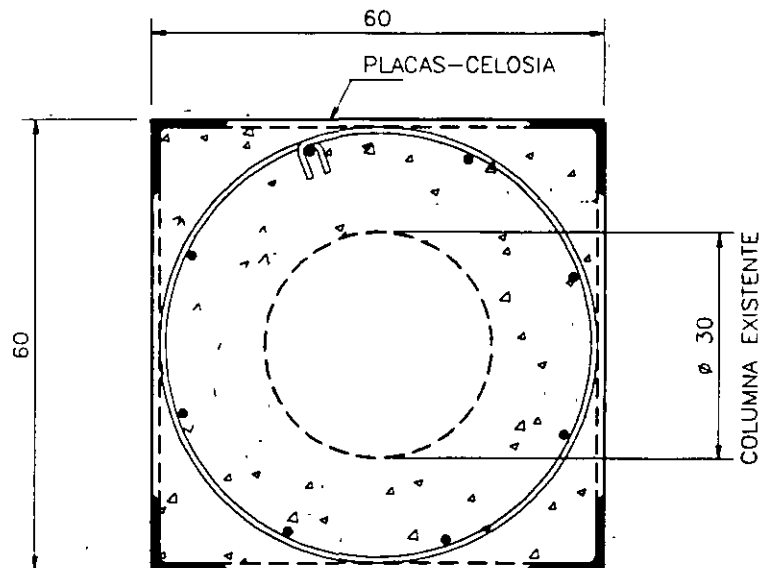
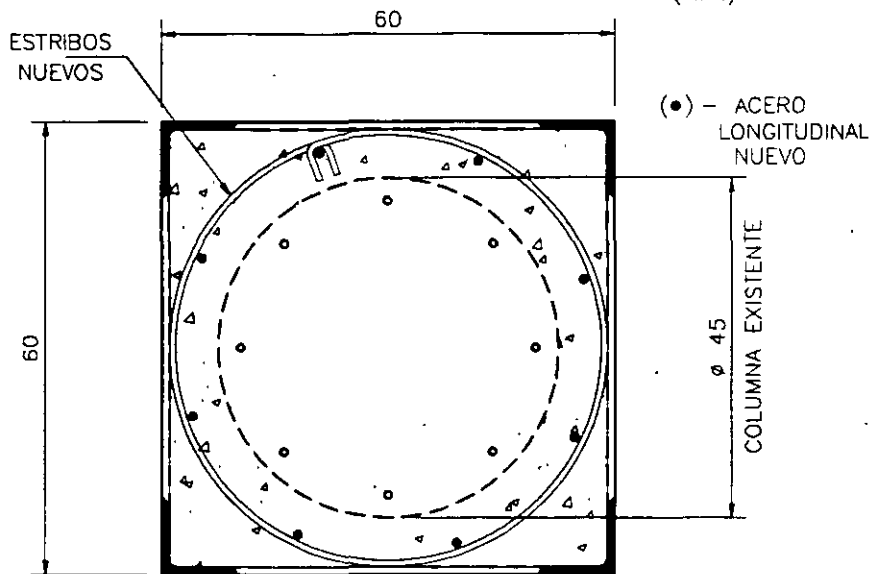
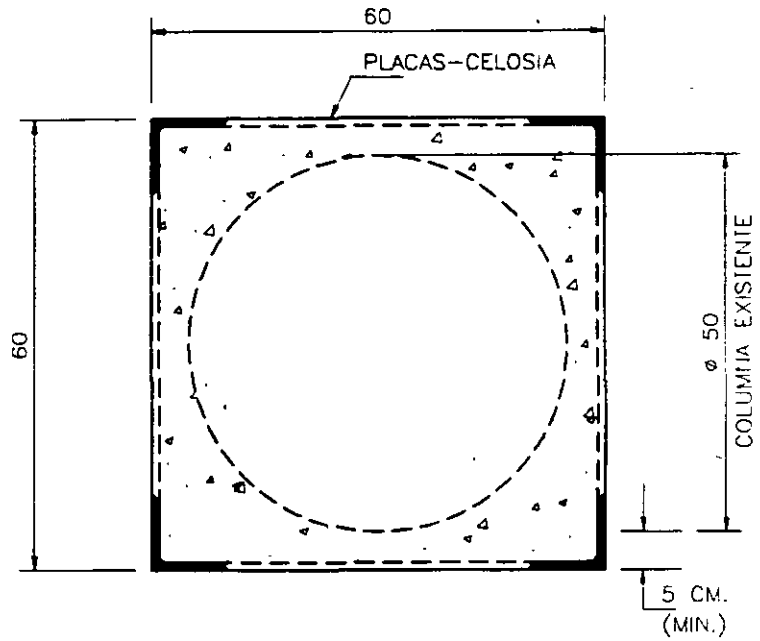


LA FUERZA DE CONFINAMIENTO QUE TEORICAMENTE PROPORCIONAN
 LOS ESTRIBOS ELIMINADOS, PROVOCA FLEXION EN CADA ANGULO (A2)

REFUERZO DE COLUMNA
P L A N T A

CONFINAMIENTO TRANSVERSAL CON 4 ANGULOS
 Y 8 PLACAS EN LA ZONA DEL NUDO CON TRABES

FIGURA 4



4 L's. 4" x 4" x 3/8" (18.45) = 73.8	
8 ø 1/2" •	9.6
$p = \frac{83.40}{(6n)^2} = 0.023 < 0.04$	83.4

FIGURA 5

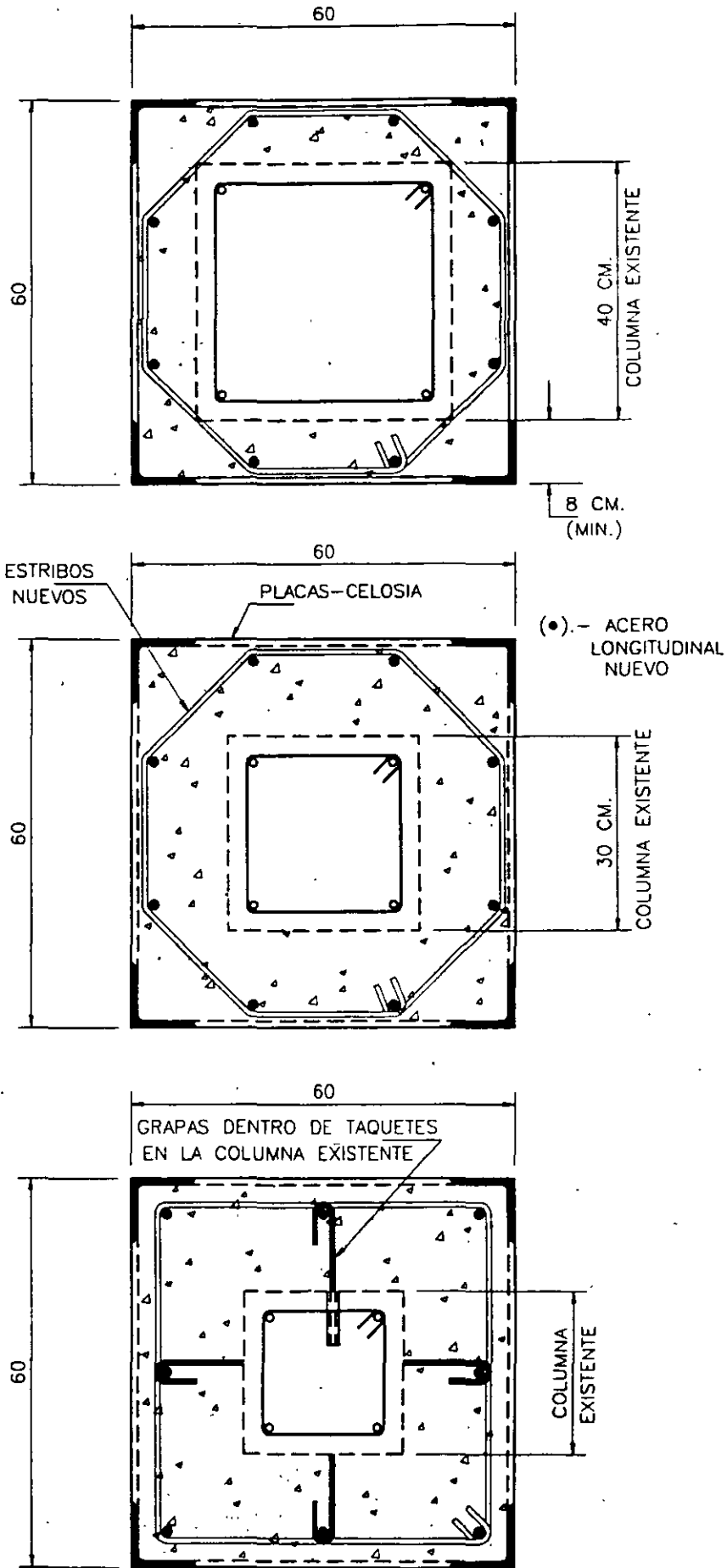


FIGURA 6



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA

MODULO IV: DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA:

**EFFECTOS DE SITIO E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA
PARA FINES DE REGLAMENTACION SISMICA**

**EXPOSITORES: DR. JAVIER AVILES
M. EN I. LUIS EDUARDO PEREZ ROCHA
1997**

EFFECTOS DE SITIO E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA PARA FINES DE REGLAMENTACION SISMICA

J. Avilés¹ y L. E. Pérez-Rocha²

¹*Instituto de Investigaciones Eléctricas, Apdo. 1-475, Cuernavaca 62001, México*

²*Centro de Investigación Sísmica, FJBS, Carretera al Ajusco 203, Héroes de Padierna 14200, México*

RESUMEN

Se presenta una revisión de los criterios adoptados en reglamentos sísmicos para considerar los efectos de sitio e interacción suelo-estructura. Se hace referencia a los dos códigos sísmicos más importantes del país: las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (NTCDS-DF) y el Manual de Diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad (MDS-CFE). Este último no tiene el carácter de reglamento, pero en la práctica funciona como una guía normativa de gran utilidad, no sólo para la determinación de riesgo sísmico en el territorio nacional, sino también para la definición de criterios de diseño sísmico para estructuras convencionales e industriales. Asimismo, se comentan los modelos simplificados en que se han basado los estudios que han llevado a la estipulación de tales criterios. No todos los efectos de sitio e interacción suelo-estructura se consideran explícitamente en las recomendaciones sísmicas vigentes. Los efectos ignorados se discuten aunque sea de forma somera, a fin de que en la práctica se tengan presentes las limitaciones reglamentarias que derivan del estado actual del conocimiento.

INTRODUCCION

El problema de las condiciones de sitio y la interacción dinámica entre el suelo y la estructura ha adquirido relevancia en los últimos años como resultado, principalmente, de los efectos producidos en las estructuras de la ciudad de México por los sismos de septiembre de 1985. Con base en la importancia de los fenómenos observados, se decidió entonces que los efectos de sitio e interacción suelo-estructura más importantes se tengan en cuenta explícitamente en el diseño sísmico de estructuras desplantadas en sitios de suelo blando (Rosenblueth y Reséndiz, 1988; Rosenblueth y Gómez, 1991).

Debido a efectos locales, en formaciones de suelo blando las ondas sísmicas sufren importantes modificaciones con respecto a sus características en sitios de terreno firme (Sánchez-Sesma, 1987). Las interfases entre estratos y las fronteras laterales

producen un fenómeno de difracción múltiple que genera amplificaciones y atenuaciones en el movimiento del suelo. La importancia práctica de los efectos de sitio radica en que de ellos depende la caracterización del terreno de cimentación para fines de microzonificación sísmica, la cual es fundamental en la reglamentación sísmica.

La presencia de irregularidades laterales puede tener efectos muy significativos en la respuesta del sitio. Sin embargo, es común que las estimaciones de los efectos de sitio se basen en resultados obtenidos de modelos unidimensionales que no toman en cuenta la influencia de estas irregularidades. Aunque se sabe que los efectos de irregularidades laterales crecen con la cercanía del sitio a los bordes y decrecen con el amortiguamiento material del suelo, aún no existen criterios prácticos para estimar estos efectos en la respuesta del sitio.

Las NTCDS-DF y el MDS-CFE consideran los efectos de sitio por la vía de la microzonificación sísmica y el espectro de diseño. Para la clasificación del terreno de cimentación ante la ausencia de una microrregionalización, en el MDS-CFE se recurre al uso de una carta de microzonificación en función del periodo dominante y la velocidad efectiva del sitio. La dependencia de las ordenadas espectrales máximas en cada sitio con su periodo de vibración más largo sólo se considera en las NTCDS-DF, gracias a la valiosa información recabada a través del monitoreo sísmico de la ciudad de México.

La interacción dinámica suelo-estructura consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos en la estructura y el suelo como resultado de la flexibilidad de éste ante sollicitaciones dinámicas. La interacción modifica esencialmente los parámetros dinámicos de la estructura así como las características del movimiento del terreno en la vecindad de la cimentación.

El problema de interacción suelo-estructura se puede descomponer en una parte inercial y otra cinemática (Kausel y col, 1978). El alargamiento del periodo fundamental de vibración, el incremento o la reducción del amortiguamiento y la modificación de la ductilidad de la estructura, con respecto a los valores que tendría en su condición de base rígida, son producidos por la interacción inercial, debido fundamentalmente a la inercia y elasticidad del sistema acoplado. Por su parte, la interacción cinemática reduce la traslación de la cimentación e induce torsión y cabeceo en ella, a la vez que filtra los componentes de alta frecuencia de la excitación, debido esencialmente a la rigidez y geometría de la cimentación.

Usualmente, es conservador efectuar sólo el análisis de interacción inercial, siempre y cuando los efectos de sitio sean considerados en la determinación del movimiento sísmico en la superficie del terreno, el cual se toma como la excitación efectiva en la base de la cimentación. Aunque esta excitación no tiene componentes de rotación,

generalmente es más desfavorable que el movimiento efectivo que se obtiene de un análisis de interacción cinemática.

Como se sabe, el periodo fundamental de la estructura interactuando con el suelo siempre se incrementa, porque el sistema acoplado tiene una flexibilidad mayor que la de la estructura supuesta con base rígida (Jennings y Bielak, 1973; Veletsos y Meek, 1974). También se sabe que el amortiguamiento del sistema acoplado generalmente se incrementa, porque existe una disipación adicional de energía producto de los amortiguamientos material (comportamiento histerético) y geométrico (radiación de ondas) del suelo (Jennings y Bielak, 1973; Veletsos y Meek, 1974). Como la interacción suelo-estructura reduce la efectividad del amortiguamiento estructural, es posible que el amortiguamiento efectivo del sistema acoplado sea menor que el amortiguamiento de la estructura con base rígida, a menos que esta reducción sea compensada por el incremento debido al amortiguamiento del suelo.

Aún no se han desarrollado expresiones para evaluar el incremento o la reducción en las demandas de ductilidad de sistemas suelo-estructura con respecto a los valores correspondientes de la estructura supuesta con base rígida. En consecuencia, actualmente no es posible determinar sencillamente la resistencia de fluencia de un sistema acoplado que, ante una excitación dada, se requiere para limitar la demanda de ductilidad a una ductilidad disponible especificada. Solamente se ha sugerido que la ductilidad del sistema acoplado se reduce, según se infiere del comportamiento de una estructura de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico, cuya ductilidad es función decreciente del alargamiento del periodo por interacción (Rosenblueth y Reséndiz, 1988).

Las modificaciones por interacción del periodo fundamental, el amortiguamiento y la ductilidad pueden conducir a respuestas estructurales mayores o menores, dependiendo de la posición de los periodos resonantes del espectro de respuesta y los niveles de amortiguamiento y ductilidad. Usualmente, los criterios de diseño adoptados en códigos sísmicos consideran los efectos de interacción sólo en el periodo y amortiguamiento. A pesar de que se pueden introducir errores del lado de la inseguridad, los efectos de interacción en la ductilidad suelen despreciarse puesto que no se conocen con certidumbre las implicaciones que tienen en la respuesta estructural.

Las recomendaciones sísmicas actuales para tener en cuenta los efectos de interacción son todavía muy limitadas. En las NTCDS-DF se considera la influencia de la interacción inercial sólo en el periodo fundamental, mientras que en el MDS-CFE se hace tanto en el periodo como en el amortiguamiento del modo fundamental. Sin embargo, en ninguna de las dos normas se especifican criterios para incluir los

efectos inerciales en la ductilidad estructural, ni para introducir la influencia de la interacción cinemática en el movimiento de la cimentación.

MODELO PARA EFECTOS DE SITIO E INTERACCION

En la respuesta sísmica de estructuras intervienen varios factores que tienen que ver con la fuente, el trayecto, el sitio y la estructura misma. Con objeto de simplificar el cálculo de dicha respuesta se acostumbra adoptar como excitación de diseño un temblor característico definido en condiciones de terreno firme, de suerte que los efectos de fuente y trayecto se consideren implícitamente. De esta forma sólo faltaría tomar en cuenta los efectos de sitio e interacción suelo-estructura en la determinación de la respuesta estructural. Para llevar a cabo esto último se utiliza un modelo simplificado como el que se muestra en la fig 1 (Rosenblueth y Reséndiz, 1988), formado por un estrato equivalente y un oscilador elemental en representación del subsuelo del sitio y el modo fundamental de la estructura, respectivamente.

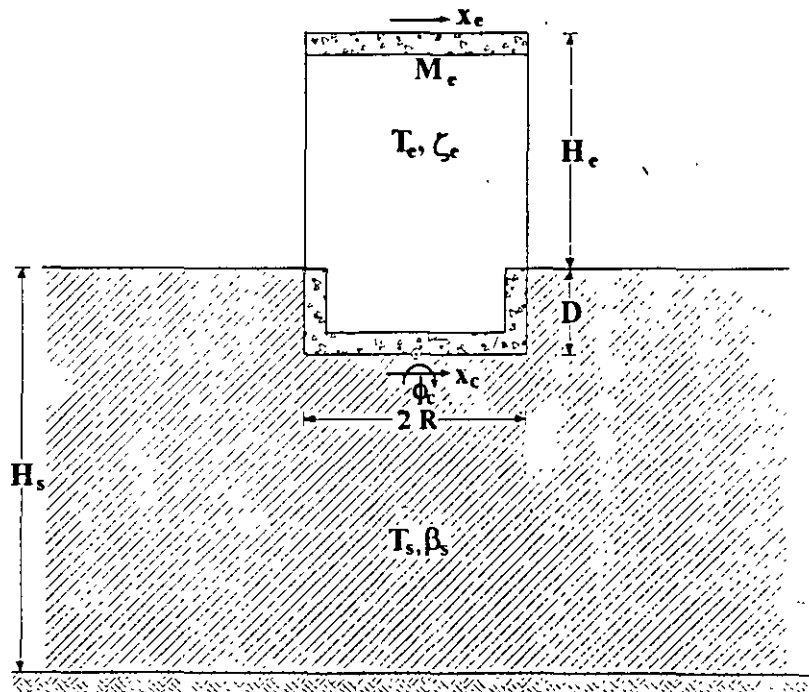


Figura 1. Modelo para considerar efectos de sitio e interacción suelo-estructura.

En este modelo los grados de libertad del conjunto son la deformación de la estructura, X_e , el desplazamiento relativo de la cimentación, X_c , y la rotación del

cimiento, Φ_c . Además, D es la profundidad de desplante de la cimentación, T_c y ζ_c son el periodo y la relación de amortiguamiento del modo fundamental de la estructura supuesta con base indeformable, respectivamente, mientras que M_e y H_e son la masa y altura efectivas de la estructura con base rígida vibrando en su modo fundamental, respectivamente, las cuales se definen como (Jennings y Bielak, 1973):

$$M_e = \frac{\left(\sum_n m_n x_n \right)^2}{\sum_n m_n x_n^2} \quad (1)$$

$$H_e = \frac{\sum_n m_n x_n h_n}{\sum_n m_n x_n} \quad (2)$$

donde x_n es el desplazamiento modal del n-ésimo nivel localizado a la altura h_n sobre el desplante y m_n es la masa de dicho nivel; las sumatorias se extienden sobre todos los pisos. Asimismo, T_s y β_s son el periodo dominante de vibración y la velocidad efectiva de propagación del sitio, respectivamente, los cuales se relacionan con la profundidad H_s del estrato de suelo mediante (Newmark y Rosenblueth, 1971)

$$T_s = \frac{4H_s}{\beta_s} \quad (3)$$

La velocidad efectiva del sitio puede aproximarse mediante el promedio de las lentitudes del perfil estratigráfico, de acuerdo con

$$\beta_s = \frac{H_s}{\sum_n \frac{h_n}{\beta_n}} \quad (4)$$

donde β_n y h_n son la velocidad de cortante y el espesor del n-ésimo estrato; la sumatoria se extiende sobre todos los estratos.

REPRESENTACION DE EFECTOS DE SITIO

A nivel de reglamento de construcciones los efectos de sitio se tienen en cuenta mediante la microzonificación sísmica y el espectro de diseño. La microzonificación consiste grosso modo en agrupar los suelos en función de los valores esperados de ordenadas espectrales máximas y en asignar a cada grupo su espectro de diseño. La

respuesta espectral de sitio depende de varios factores que caracterizan la geología superficial del lugar. Sin embargo, para fines prácticos puede suponerse que dicha respuesta se relaciona sólo con dos parámetros que conservan las características más relevantes de la formación de suelo, como son el periodo dominante de vibración y la velocidad efectiva de propagación del sitio. En lo que sigue se examina el criterio especificado en las NTCDS-DF para considerar el periodo dominante del sitio en la determinación del espectro de diseño.

Contornos de Respuesta Espectral

En las NTCDS-DF se pretende reconocer la dependencia de los espectros de respuesta con respecto al periodo dominante del sitio. Para ilustrar esto es conveniente representar los efectos de sitio mediante curvas de isoaceleración espectral referidas a dos ejes ortogonales correspondientes a los periodos naturales de vibración de la estructura y el sitio. A estas curvas de respuestas máximas de un oscilador elemental sobre un manto simple, en función del periodo natural de la estructura y el periodo dominante del sitio, se les ha definido como contornos de respuesta espectral. El procedimiento de cálculo para la determinación de estos contornos se lleva a cabo como se indica a continuación.

Excitación.- Se postula como movimiento de control un temblor característico especificado en el afloramiento de la roca basal, para el que se calcula su espectro de aceleraciones de Fourier dado por (Clough y Penzien, 1975)

$$F_c(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} \ddot{X}_c(t) e^{-i\omega t} dt. \quad (5)$$

donde \ddot{X}_c representa el movimiento de control y ω expresa la frecuencia de excitación.

Sitio.- Se obtiene la función de transferencia del estrato equivalente ante la incidencia vertical de ondas de cortante, mediante (Newmark y Rosenblueth, 1971)

$$Q_s(\omega) = \frac{1}{\cos(k_s H_s) + i p \operatorname{sen}(k_s H_s)} \quad (6)$$

en donde

$$p = \frac{\rho_s \beta_s}{\rho_o \beta_o} \quad (7)$$

es la relación de impedancias entre el estrato y la roca basal y $k_s = \omega/\beta_s$ es el número de onda de cortante del estrato; $\rho_{o,s}$ y $\beta_{o,s}$ son la densidad y velocidad de corte del suelo, respectivamente, ya sea del estrato (subíndice s) o la roca basal (subíndice o). La base del estrato se considera flexible para tener en cuenta la presencia del amortiguamiento geométrico, producto de la irradiación de ondas hacia la roca basal: el amortiguamiento material de tipo histerético se introduce reemplazando $\beta_{o,s}$ por $\beta_{o,s}(1+i\zeta_{o,s})$, siendo $\zeta_{o,s}$ el amortiguamiento del suelo.

Estructura.- Se determina la función de transferencia del oscilador elemental sujeto a excitación en su base, como (Clough y Penzien, 1975)

$$Q_e(\omega) = \left(\frac{\omega^2}{\omega_e^2} - 1 - i2\zeta_e \frac{\omega}{\omega_e} \right)^{-1} \quad (8)$$

donde $\omega_e = 2\pi/T_e$ es la frecuencia natural de la estructura.

Contornos de respuesta.- Conocidos el espectro de aceleraciones de Fourier de la excitación así como las funciones de transferencia del sitio y la estructura, se obtiene el espectro de amplitudes de Fourier de la respuesta estructural, por medio de

$$|F_s(\omega)| = |F_c(\omega)| |Q_s(\omega)| |Q_e(\omega)| \quad (9)$$

Con base en este espectro y la duración del movimiento en el sitio de interés, estimada como

$$D_s = D_o + \frac{0.2T_s}{\zeta_s} \quad (10)$$

donde D_o es la duración del movimiento en roca basal, se calculan los valores esperados de las respuestas máximas mediante la teoría de vibraciones casuales (Boore, 1983; Boore y Joyner, 1984), para cualquier configuración de sitio y estructura definida por los periodos naturales de vibración T_e y T_s . Las aceleraciones espectrales obtenidas de esta manera representan las cotas de los contornos de respuesta.

Es conocido que los periodos dominantes en sitios del valle de México alcanzan valores hasta de cinco segundos. Similarmente, las estructuras ahí desplantadas pueden llegar a tener periodos fundamentales del mismo orden. Esta situación sugiere que los análisis de la respuesta sísmica espectral cubran el intervalo de periodos de vibración, tanto de la estructura como del sitio, comprendido entre 0 y 5 s. Para propósitos de cálculo se adoptaron los valores convencionales $p = 0.1$,

$\zeta_o = 0.03$, $\zeta_s = \zeta_r = 0.05$ y $\nu_s = 0.5$. Asimismo, la excitación considerada en terreno firme corresponde al componente EW del temblor del 19 de septiembre de 1985 (19/IX/85) registrado en la estación CU, cuya duración estimada de la etapa intensa es de 40 s.

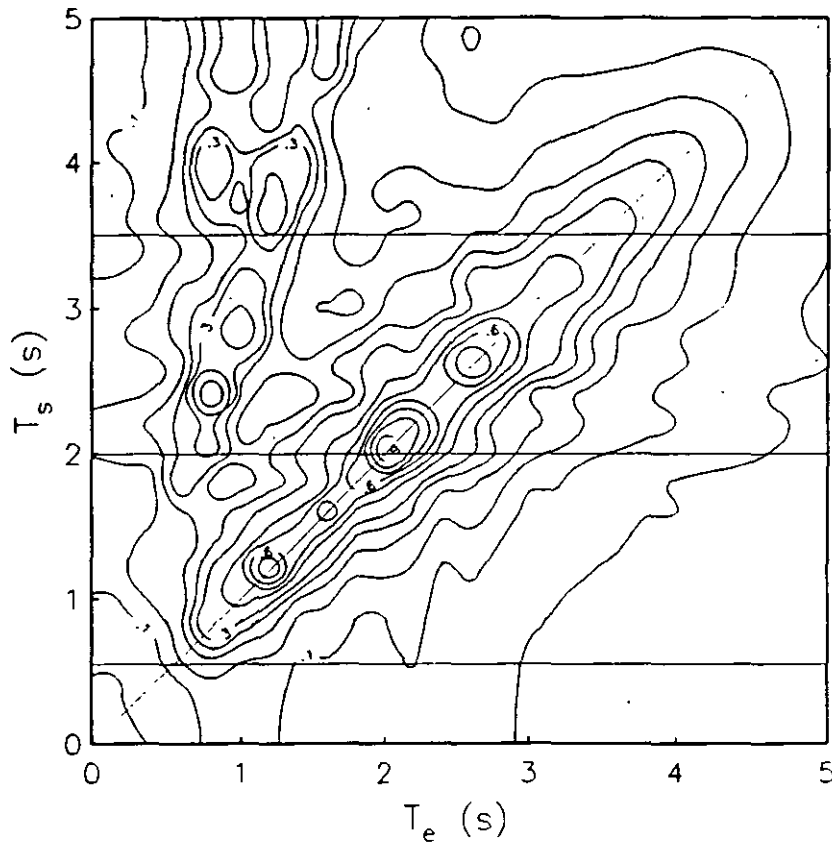


Figura 2. Contornos de respuesta espectral para el temblor del 19 de septiembre de 1985.

En la fig 2 se ilustra la forma típica de los contornos de respuesta espectral. En ellos se observa que las respuestas resonantes asociadas al modo fundamental del sitio se registran a lo largo de una línea imaginaria con pendiente uno, es decir, cuando el periodo natural de la estructura coincide con el periodo dominante del sitio; las respuestas resonantes asociadas a modos superiores del sitio se registran sobre rectas con pendientes tres y cinco. Los contornos espectrales revelan el escenario general de la respuesta sísmica espectral y son de gran utilidad para identificar los sitios donde se presentarían las mayores respuestas espectrales ante un temblor característico postulado en terreno firme; en este caso, tales sitios resultan ser los que tienen periodos dominantes de $T_s = 2$ s. Si se realizan cortes en $T_s = 0.55, 2$ y 3.5 s pueden inferirse los espectros de respuesta que se esperarían en los sitios VIV, SCT

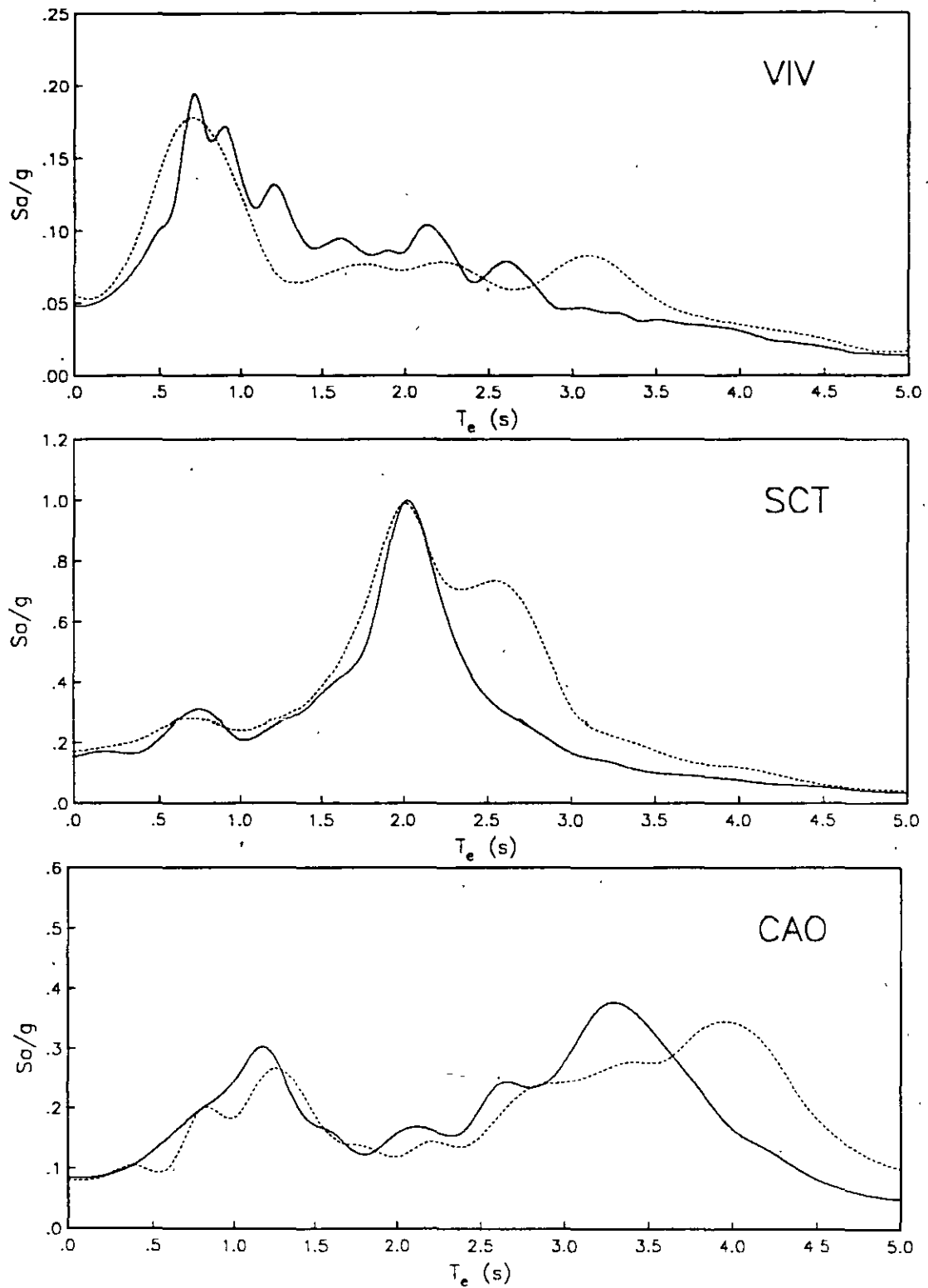


Figura 3. Espectros de respuesta obtenidos de los contornos espectrales (línea continua) y calculados in situ (línea punteada) para los sitios VIV, SCT y CAO.

y CAO, respectivamente, los cuales son una buena aproximación de aquéllos que se obtienen con las excitaciones registradas en esas estaciones, como se muestra en la fig 3. A partir de los contornos de respuesta se puede deducir la forma en que varían las ordenadas espectrales máximas con el periodo dominante del sitio; en la fig 4 se exhibe la curva que se obtiene al hacer un corte a lo largo de la recta con pendiente uno en el plano de periodos sitio-estructura.

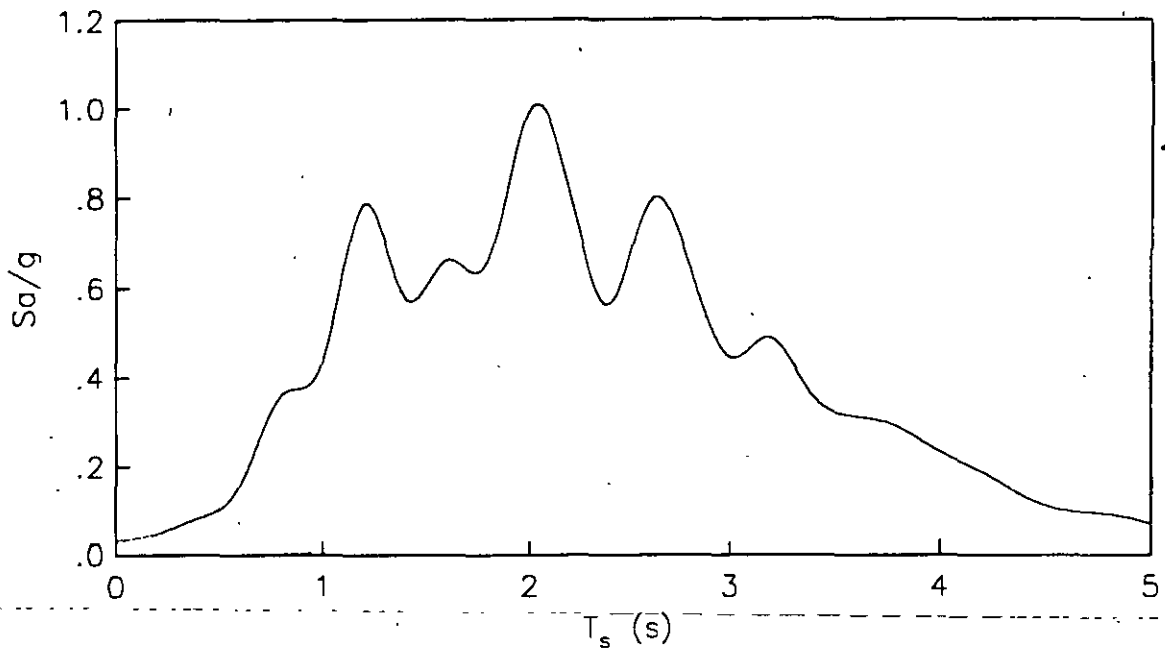


Figura 4. Variación de las ordenadas espectrales máximas con el periodo dominante del sitio.

Espectros de Diseño

Es la primera vez que en los reglamentos mexicanos se considera la reducción de las ordenadas espectrales de diseño en función del periodo dominante del sitio. La variación de las máximas ordenadas espectrales en cada sitio con su periodo de vibración más largo presenta reducciones significativas para periodos cortos y largos con respecto al periodo característico de $T_s = 2$ s. Por su carácter innovador, las disposiciones reglamentarias correspondientes se basaron en modelos simplificados que condujeron a recomendaciones particularmente sencillas, las cuales son aplicables solamente a las zonas II y III.

Las NTCDS-DF especifican espectros de diseño para cada una de las zonas geotécnicas en que se divide el valle de México. En la tabla 1 se indican los parámetros que se requieren para la construcción de dichos espectros. Las ordenadas

espectrales de aceleración, como fracción de la gravedad, se obtienen usando las siguientes relaciones:

$$a = \frac{1+3 T_e/T_a}{4} c; \quad \text{si } T_e < T_a \quad (11)$$

$$a = c; \quad \text{si } T_a < T_e < T_b \quad (12)$$

$$a = \left(\frac{T_b}{T_e} \right)^r c; \quad \text{si } T_e > T_b \quad (13)$$

donde T_e es el periodo natural de vibración de la estructura, c es el coeficiente sísmico, T_a y T_b son los periodos característicos que delimitan la meseta del espectro de diseño y r es el exponente que asigna la forma en que decrece su parte curva.

Tabla 1. Parámetros del espectro de diseño para estructuras del grupo B

Zona	T_a (s)	T_b (s)	r	c
I	0.2	0.6	1/2	0.16
II	0.3	1.5	2/3	0.32
III	0.6	3.9	1	0.40

Si se conoce el periodo de vibración más largo del sitio, el valor del coeficiente sísmico puede ser menor que el que se requeriría de no aplicarse el Apéndice A4 de las NTCDS-DF. La reducción estipulada para el coeficiente sísmico en función del periodo dominante del sitio está dada por

$$c = \frac{1.6 T_s}{4 + T_s^2} \quad (14)$$

Esta expresión es de carácter empírico; para su calibración se utilizó el espectro de respuesta en el sitio SCT para el temblor del 19/IX/85. Con ella no se obtienen reducciones del coeficiente sísmico para $T_s = 2$ s, ya que en esos sitios es donde se han registrado las máximas aceleraciones producidas por un sismo. La variación del coeficiente sísmico con el periodo dominante del sitio se muestra en la fig 5. Con líneas discontinuas verticales se marcan las fronteras entre zonas geotécnicas como si correspondieran a $T_s = 0.5$ y 1 s para las zonas I-II y II-III, respectivamente, lo cual es cierto de forma muy aproximada. A la vez, con líneas discontinuas horizontales se

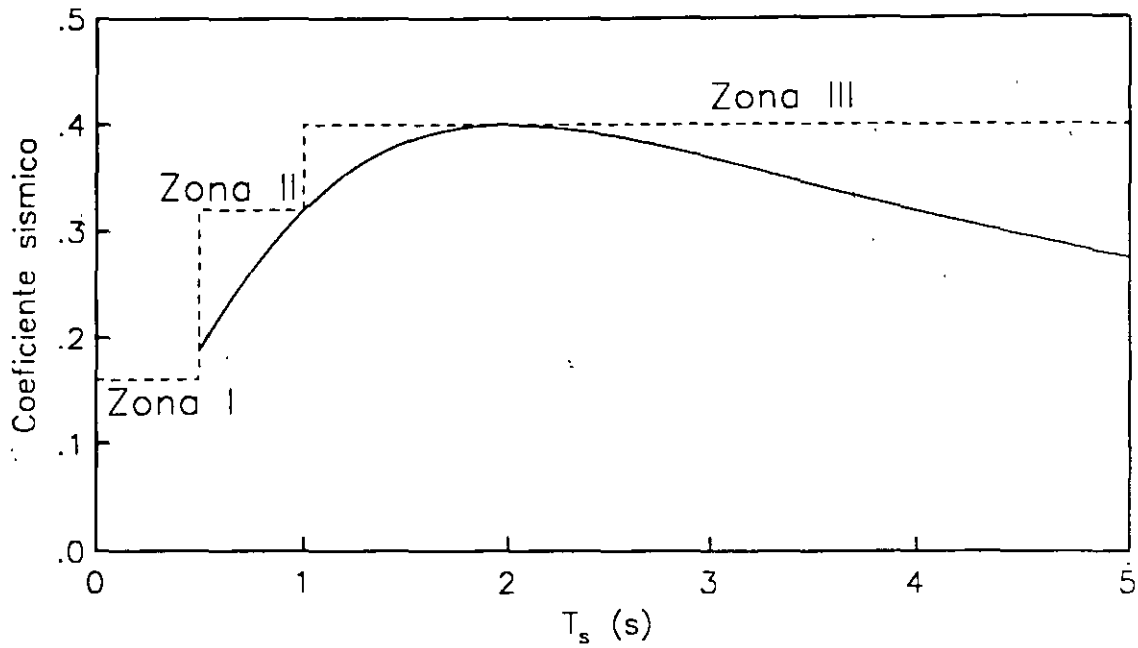


Figura 5. Variación del coeficiente sísmico con el periodo dominante del sitio.

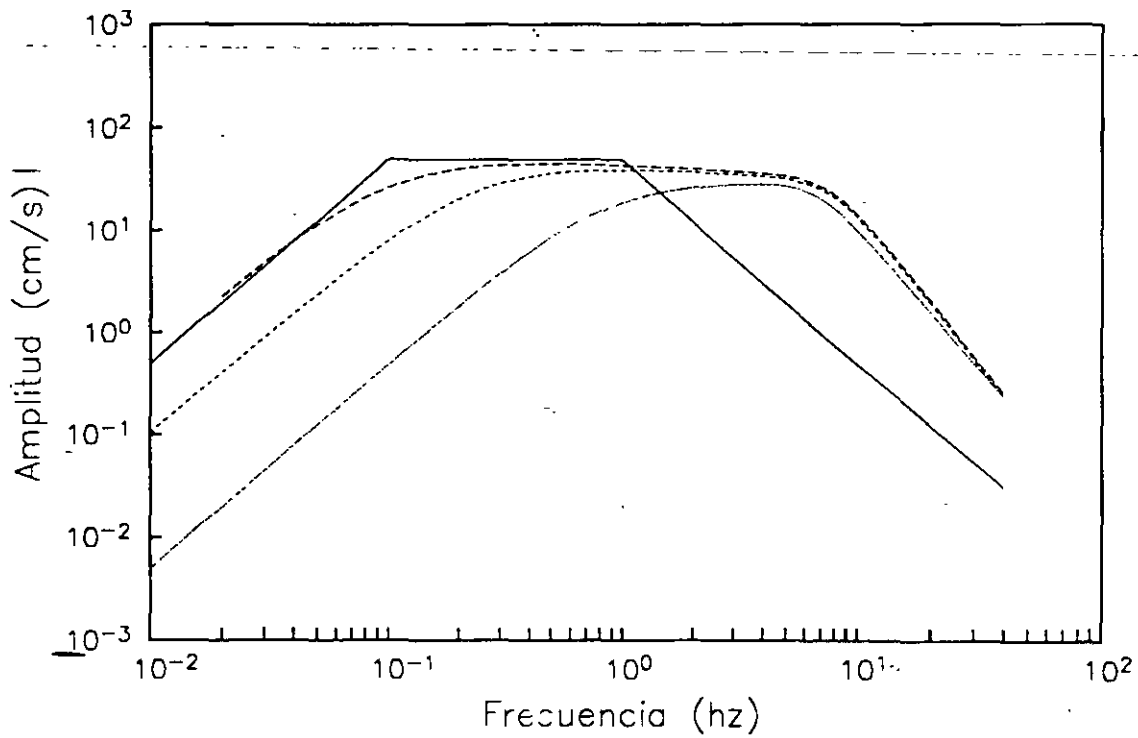


Figura 6. Espectros de amplitudes de Fourier de aceleración para los eventos seleccionados como sismos de diseño; Guerrero(—), Normal, Acambay y Local(...)

marcan los valores del coeficiente sísmico para cada zona geotécnica cuando se ignora la dependencia con el periodo del sitio.

Para la determinación de los espectros de diseño que se estipulan en las NTCDS-DF se utilizaron los espectros de amplitudes de Fourier de aceleración que se muestran en la fig 6; ellos corresponden a los cuatro temblores representativos que se supone son los más peligrosos para la ciudad de México. Postulando estos sismos como movimientos de control se calcularon los contornos de respuesta espectral que

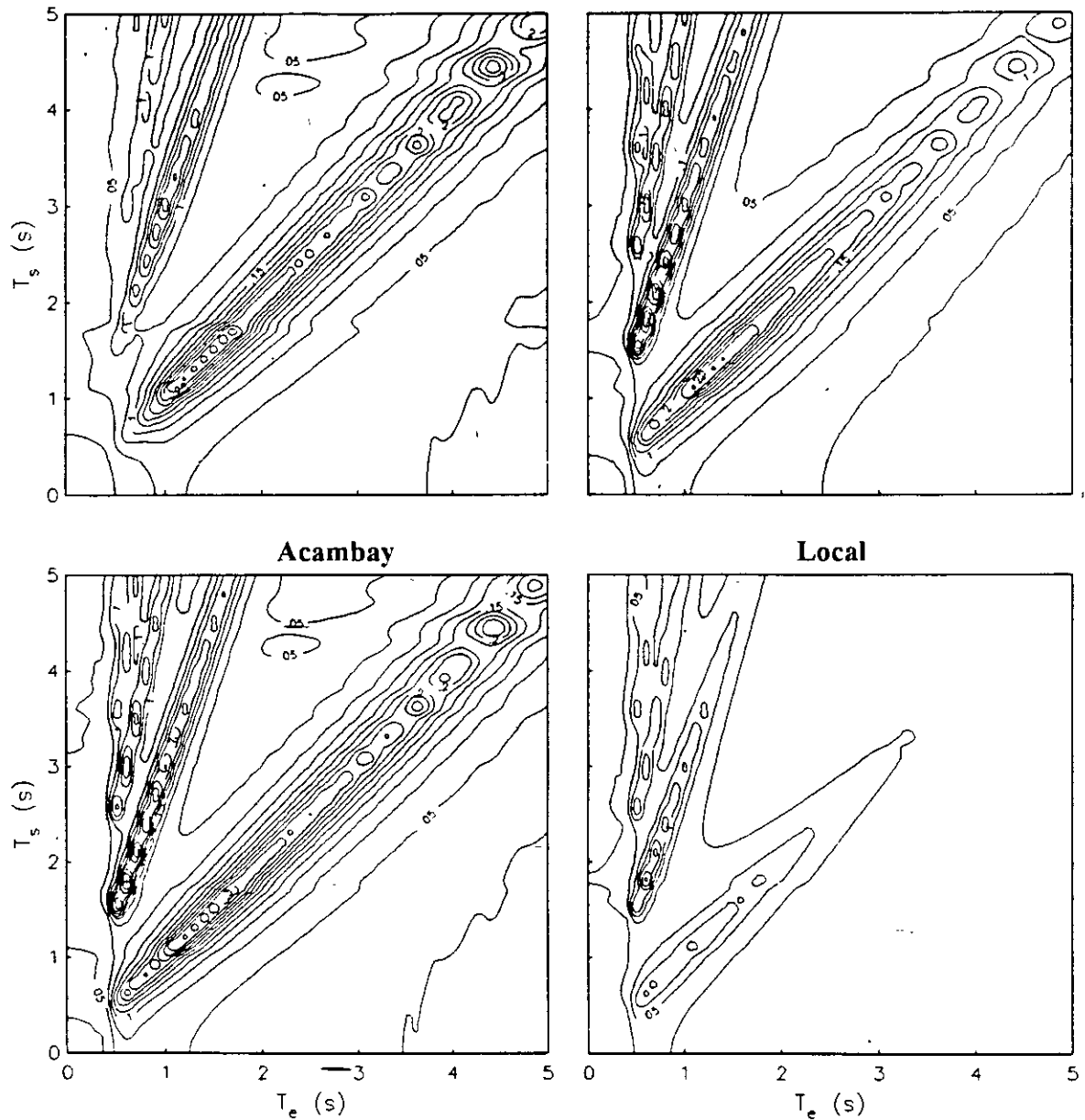


Figura 7. Contornos de respuesta espectral para los eventos seleccionados como temblores de diseño.

aparecen en la fig 7, los cuales están escalados con el factor 0.4 (Rosenblueth y col. 1989) que está implícito en los espectros de diseño especificados en las NTCDS-DF.

A partir de estos contornos de respuesta se infieren las variaciones de las ordenadas espectrales máximas con el periodo dominante del sitio, las cuales se muestran en la fig 8. Los resultados que suministra la ec 14 se indican con línea gruesa continua; con línea gruesa discontinua se muestra la curva correspondiente al sismo del 19/IX/1985. Las líneas delgadas corresponden a los temblores de Guerrero(—), Normal, Acambay y Local(...) que afectarían seriamente al valle de México. Para sismos de subducción se confirma que la posición de los máximos espectrales se encuentra cubierta por la expresión estipulada en las NTCDS-DF. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que puede haber temblores de magnitud comparable con la del sismo del 19/IX/85 pero con amplitudes anómalas para frecuencias bajas. lo que originaría respuestas espectrales máximas en sitios con $T_s > 2s$. Asimismo, pueden generarse temblores de fallamiento normal o local que conduzcan a respuestas espectrales máximas en sitios con $T_s < 2s$. Estas posibilidades sugieren que la ec 14 sea revisada con mayor profundidad, a la luz de la información de registros sísmicos y los resultados de predicción de movimientos fuertes.

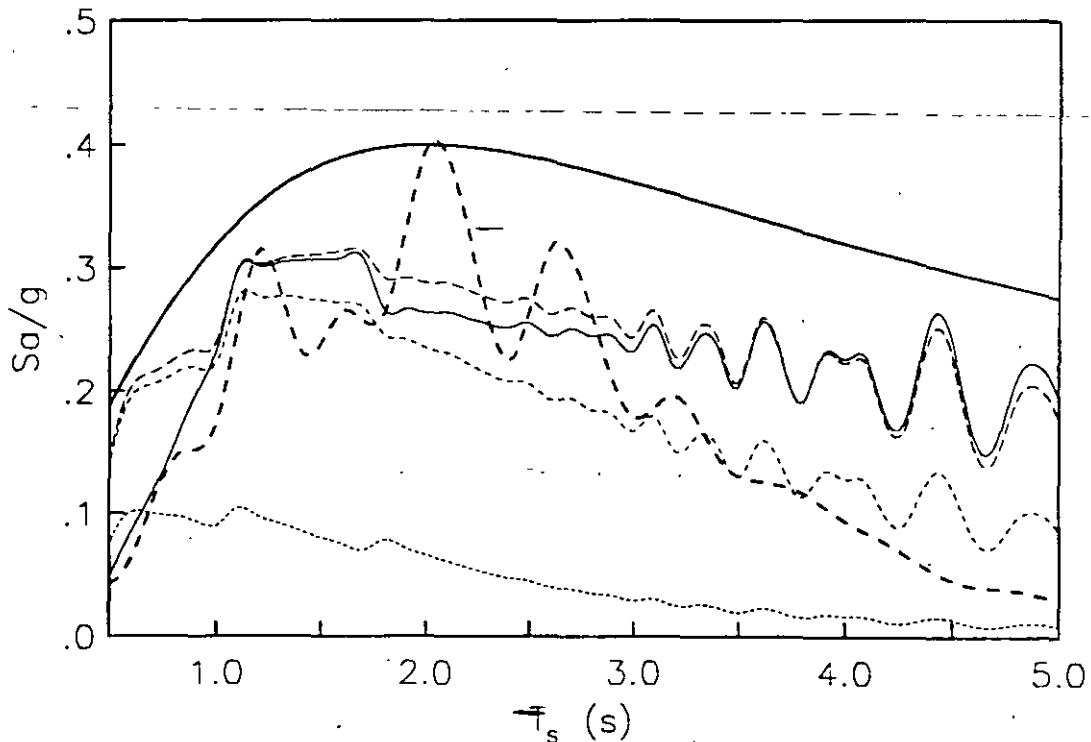


Figura 8. Variación de las ordenadas espectrales máximas con el periodo dominante del sitio para diferentes mecanismos de generación de temblores; Guerrero(—), Normal, Acambay y Local(...)

El conocimiento del periodo dominante del sitio permite adicionalmente disminuir el periodo característico T_b y aumentar el periodo característico T_a con respecto a los valores que tendrían de no conocerse ese parámetro. Las variaciones especificadas de T_a y T_b en función de T_s son las siguientes:

$$\text{Zona II} \begin{cases} T_a = 0.64 T_s \\ T_b = 1.2 T_s \end{cases} \quad (15)$$

$$\text{Zona III} \begin{cases} T_a = \text{Max}(0.35 T_s, 0.64 s) \\ T_b = 1.2 T_s \end{cases} \quad (16)$$

Estas expresiones también son de carácter empírico; con ellas se pretende que el espectro de diseño cubra las respuestas estructurales máximas asociadas tanto al modo fundamental como al segundo modo del sitio. En vista de que estos periodos característicos delimitan el intervalo de ordenadas espectrales máximas, las condiciones favorables serán aquellas donde T_a aumente y T_b disminuya. Suponiendo que las fronteras entre las zonas geotécnicas corresponden a $T_s = 0.5$ y $1 s$, el valor de T_a siempre será mayor cuando se conozca T_s . Sin embargo, el valor de T_b en la zona III sólo será menor cuando $T_s < 3.25 s$, ya que si se desconoce T_s debe tomarse $T_b = 3.9 s$ mientras que al conocerlo se debe tomar $T_b = 1.2 T_s$.

Contornos Espectrales de Diseño

El conocimiento de T_s conduce, en general, a espectros de diseño reducidos. Toda la gama de estos espectros puede observarse mediante el uso de contornos de diseño, los cuales tienen una concepción similar a la de los contornos de respuesta. En la fig 9 se reproducen los contornos de diseño que se obtienen al unir puntos de igual aceleración espectral, calculada ésta según las ecs 11-16. Al realizar cortes en secciones horizontales se obtendrían los espectros de diseño reducidos para el periodo del sitio de interés. Así, cortes en $T_s = 0.55, 2$ y $3.5 s$ resultan en los espectros de diseño de la fig 10, los cuales son aplicables a los sitios VIV, SCT y CAO, respectivamente.

En la fig 11 se puede ver la comparación entre los contornos de diseño que se derivan de las NTCDS-DF y los contornos de respuesta que se obtienen del modelo unidimensional para el temblor del 19/IX/85, escalados con el factor 0.4 adoptado en dichas normas. Se nota que la tendencia de respuestas espectrales es muy semejante. Los contornos de diseño envuelven apropiadamente a los contornos de respuesta. Las respuestas resonantes, asociadas tanto al modo fundamental como al primer modo superior del sitio, son cubiertas satisfactoriamente. Esta forma de

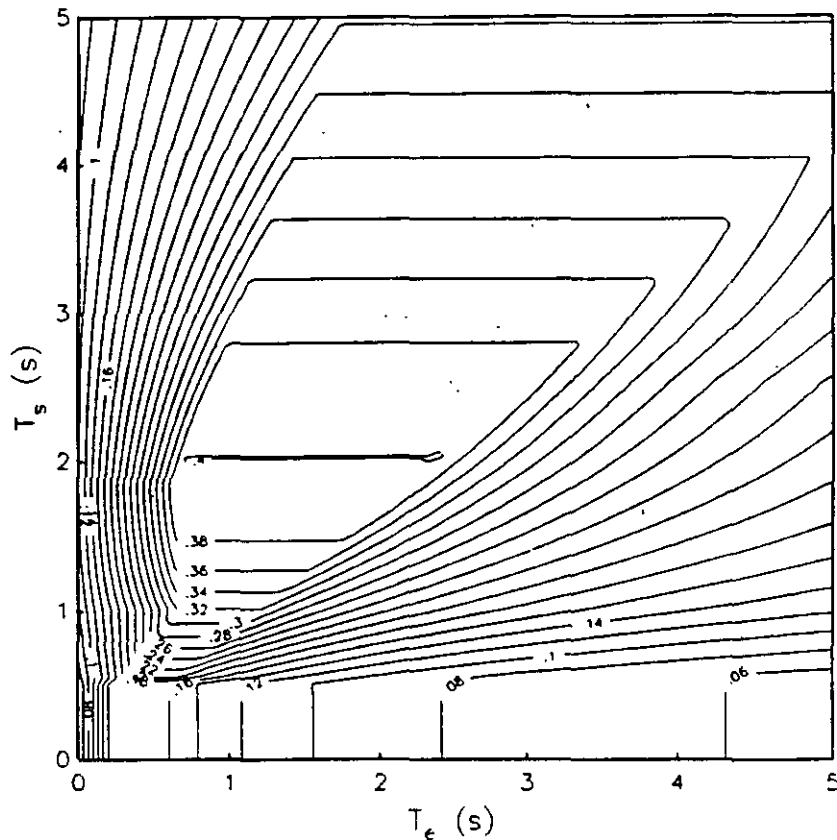


Figura 9. Contornos espectrales de diseño considerando las variaciones con el periodo dominante del sitio.

proceder debe extenderse a todos los mecanismos de generación de temblores que afectan peligrosamente a la ciudad de México, incorporando la información del monitoreo sísmico y los resultados de la estimación de movimientos fuertes.

REPRESENTACION DE EFECTOS DE INTERACCION

Para fines de reglamentación sísmica, los efectos de interacción se acostumbra tenerlos en cuenta sólo en el modo fundamental, empleando para ello un enfoque simplificado que consiste en reemplazar el sistema acoplado por un oscilador equivalente con base rígida caracterizado con el periodo y amortiguamiento efectivos del sistema acoplado. Con estos parámetros efectivos puede entonces recurrirse a espectros de diseño estándar para obtener las aceleraciones en la estructura en términos de su periodo y amortiguamiento (Veletsos y Meek, 1974). A continuación se examinan brevemente los criterios establecidos en el MDS-CFE para considerar los efectos de la interacción inercial en el periodo y amortiguamiento del modo fundamental, así como en el cortante basal de diseño.

Adicionalmente se examinan algunos resultados recientes orientados a la formulación de criterios prácticos para incluir, por un lado, los efectos inerciales en la ductilidad estructural y, por otro, la influencia de la interacción cinemática en el movimiento de la cimentación.

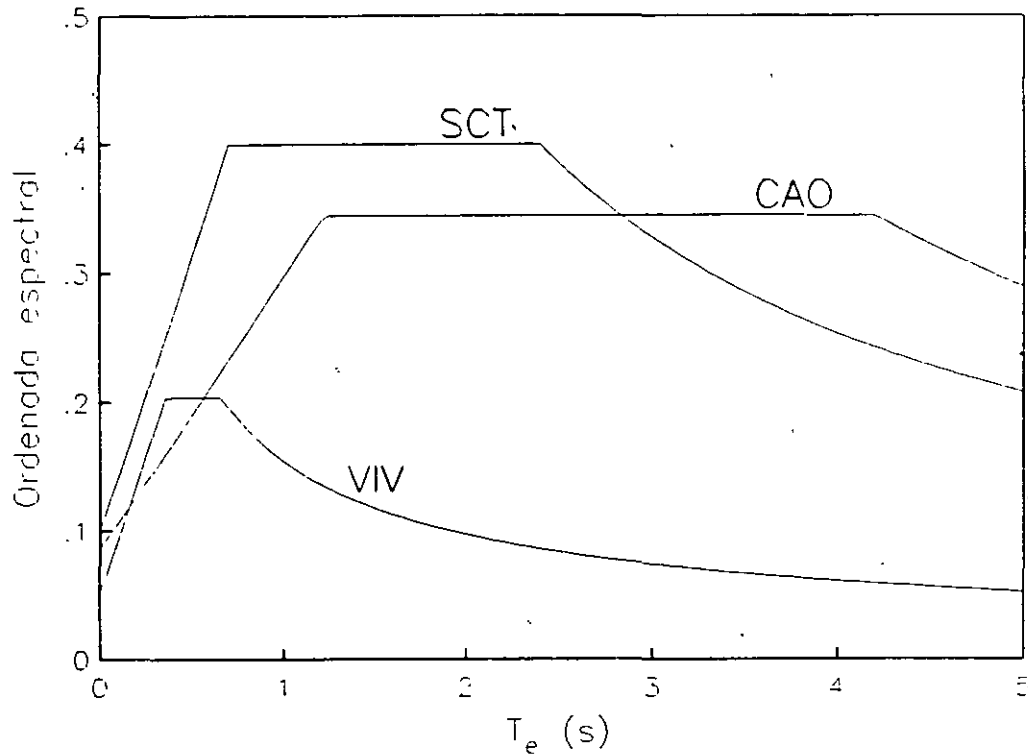


Figura 10. Espectros de diseño para los sitios VIV, SCT y CAO considerando las variaciones con el periodo dominante del sitio.

Efectos Inerciales en el Periodo y Amortiguamiento

En la fig 12 se muestran el sistema suelo-estructura y el oscilador de reemplazo con base rígida; el suelo se ha sustituido por resortes y amortiguadores dependientes de la frecuencia de excitación. Los resortes K_h y K_r y los amortiguadores C_h y C_r , en los modos de traslación (índice h) y rotación (índice r), suelen calcularse utilizando una cimentación circular equivalente de radio R (Siefferet y Cevaer, 1992); en el caso de pilotes, estos resortes y amortiguadores deben considerar su rigidez y amortiguamiento, respectivamente. Al despreciar la interacción cinemática se tiene que la excitación en la base del sistema acoplado y el oscilador de reemplazo es la misma. En estas condiciones, mediante la condición de equivalencia en el cortante basal resonante entre el sistema acoplado y el oscilador de reemplazo, se pueden

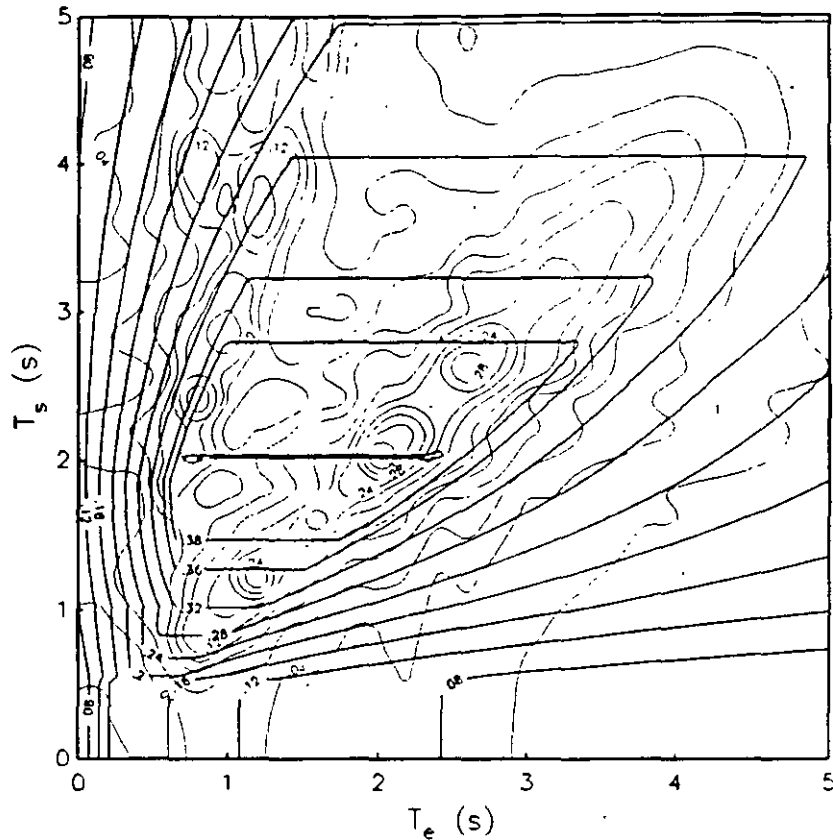


Figura 11. Comparación entre los contornos de diseño y los contornos de respuesta para el temblor del 19 de septiembre de 1985.

obtener el periodo \bar{T}_e y amortiguamiento $\bar{\zeta}_e$ efectivos del sistema acoplado. En el MDS-CFE se recomiendan las siguientes expresiones:

$$\bar{T}_e = (T_e^2 + T_h^2 + T_r^2)^{1/2} \quad (17)$$

$$\bar{\zeta}_e = \zeta_e \left(\frac{T_e}{\bar{T}_e} \right)^3 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left(\frac{T_h}{\bar{T}_e} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left(\frac{T_r}{\bar{T}_e} \right)^2 \quad (18)$$

donde T_h y T_r son los periodos naturales que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse o rotar, respectivamente, es decir:

$$T_h = 2\pi \left(\frac{M_e}{K_h(\bar{\omega}_e)} \right)^{1/2} \quad (19)$$

$$T_r = 2\pi \left(\frac{M_e (H_e + D)^2}{K_r(\tilde{\omega}_e)} \right)^{1/2} \quad (20)$$

en tanto que ζ_h y ζ_r son los amortiguamientos del suelo en los modos de traslación y rotación, respectivamente, esto es:

$$\zeta_h = \frac{\tilde{\omega}_e C_h(\tilde{\omega}_e)}{2K_h(\tilde{\omega}_e)} \quad (21)$$

$$\zeta_r = \frac{\tilde{\omega}_e C_r(\tilde{\omega}_e)}{2K_r(\tilde{\omega}_e)} \quad (22)$$

donde $\tilde{\omega}_e = 2\pi/\tilde{T}_e$ es la frecuencia efectiva del sistema acoplado. Estos parámetros efectivos son aproximados, pues se han despreciado la masa de la cimentación y su momento de inercia, así como el acoplamiento en traslación y rotación de la rigidez dinámica del cimiento.

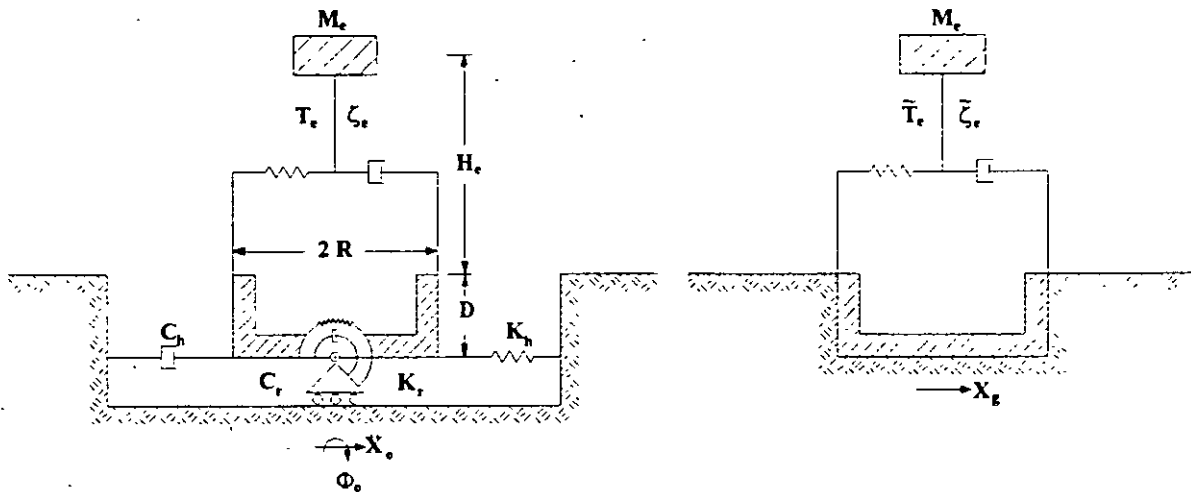


Figura 12. Sistema suelo-estructura y oscilador de reemplazo con base rígida.

El grado de aproximación de estas expresiones y otras similares es bastante bueno para fines prácticos, como se puede apreciar en las figs 13 y 14 donde se comparan resultados de diferentes autores (Avilés y Pérez-Rocha, 1995b) para las profundidades de desplante de la cimentación $D/R=0$ y 1 , respectivamente. El mayor problema del enfoque del oscilador de reemplazo se tiene para cimentaciones enterradas en un estrato de suelo, ya que las diferencias entre las funciones de transferencia del sistema acoplado y el oscilador de reemplazo pueden ser muy impor-

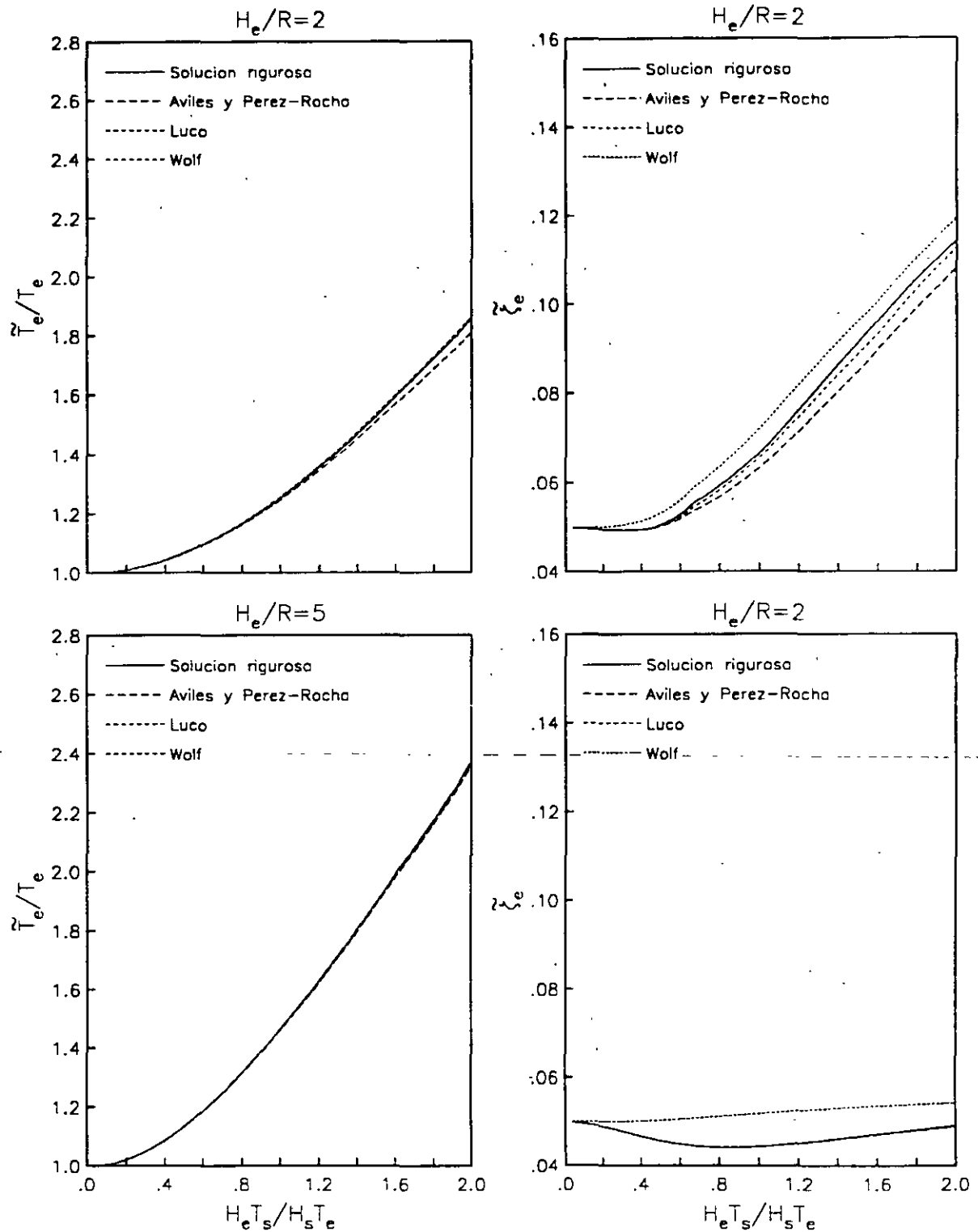


Figura 13. Comparación de periodos y amortiguamientos efectivos aproximados con la solución rigurosa para sistemas acoplados con $\zeta_s = \zeta_e = 0.05$, $\nu_s = 0.45$, $H_s/R=10$ y $D/R=0$ (cimentación superficial).

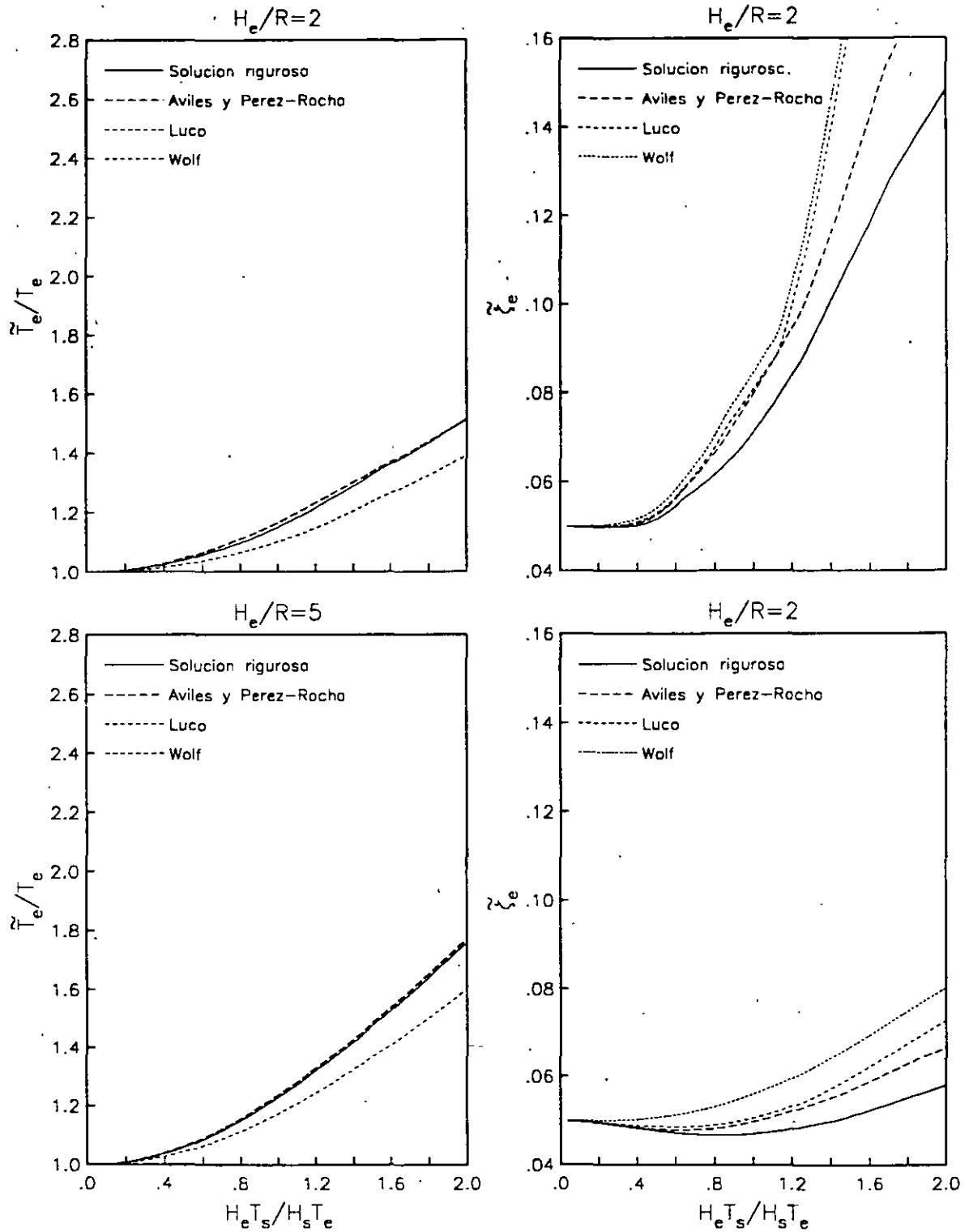


Figura 14. Comparación de periodos y amortiguamientos efectivos aproximados con la solución rigurosa para sistemas acoplados con $\zeta_s = \zeta_e = 0.05$, $v_s = 0.45$, $H_s/R = 10$ y $D/R = 1$ (cimentación enterrada).

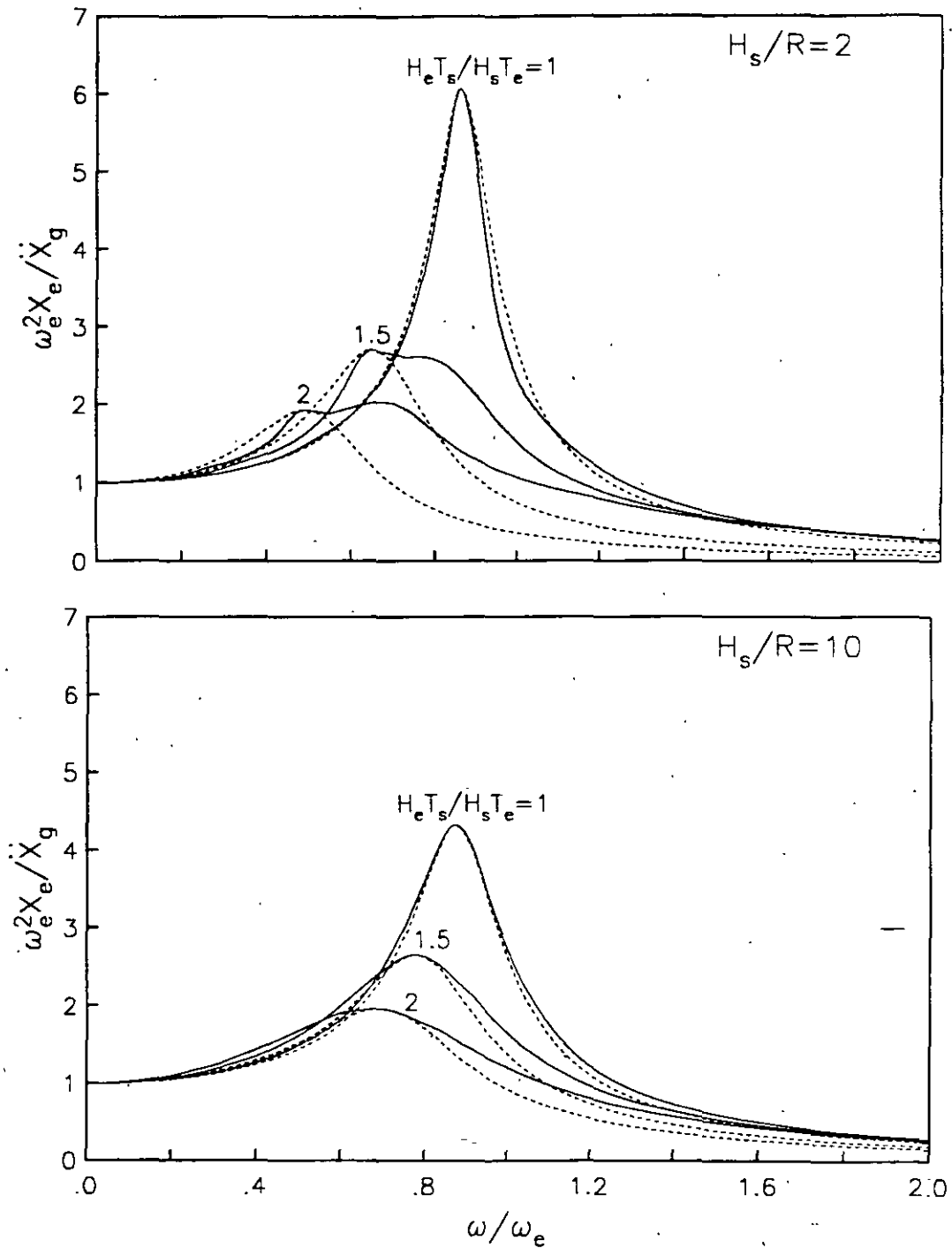


Figura 15. Funciones de transferencia de pseudoaceleración para sistemas acoplados con $\zeta_s = \zeta_e = 0.05$, $\nu_s = 1/3$, $D/R=1$ y $H_e/R=1$, comparadas con las correspondientes del oscilador de reemplazo.

tantes, dependiendo no sólo del enterramiento del cimiento D/R y la profundidad del estrato de suelo H_s/R , sino también de la esbeltez de la estructura H_e/R y el

contraste de rigidez entre la estructura y el suelo $H_e T_s / H_s T_e$, según se aprecia en la fig 15 para diferentes escenarios de interacción. En algunos casos, la forma de la función de transferencia del sistema acoplado ya no puede ser ajustada por medio de la función de transferencia de un oscilador elemental, debido esencialmente al alto nivel de amortiguamiento. Esta situación no ha sido reconocida explícitamente en los códigos sísmicos, puesto que se permite la aplicación del enfoque del oscilador de reemplazo sin ninguna restricción. Resultados como estos sugieren que dicho enfoque no es recomendable para $H_e / R < 2$ en el intervalo $H_e T_s / H_s T_e > 1$, cuando la cimentación es profunda ($D/R > 1$) y el estrato de suelo es superficial ($H_e / R < 3$).

Conocidos el periodo y amortiguamiento efectivos del sistema acoplado, el cortante basal de diseño se obtiene como el cortante de la estructura con base rígida menos la reducción por interacción en el cortante del modo fundamental, de acuerdo con la expresión (ATC, 1978)

$$\bar{V} = \frac{a}{Q'} W - \left(\frac{a}{Q'} - \frac{\bar{a}}{\bar{Q}'} \xi \right) W_e \quad (23)$$

donde a y Q' son la ordenada espectral y el factor reductivo por ductilidad valuados para T_e , en tanto que \bar{a} y \bar{Q}' son los mismos parámetros pero calculados para \bar{T}_e ; W y W_e son los pesos total y efectivo de la estructura, respectivamente. Además, ξ expresa la variación de las ordenadas espectrales con el amortiguamiento; para periodos naturales que no sean demasiado pequeños, este factor se puede aproximar como (Rosenblueth y Reséndiz, 1988)

$$\xi = \left(\frac{\zeta_e}{\zeta} \right)^k \quad (24)$$

donde los valores de k que se han recomendado son 0.4, 0.5 y 0.6 para terrenos firme, intermedio y blando, respectivamente.

Efectos Inerciales en la Ductilidad

La influencia de la interacción inercial en la ductilidad estructural aún no es considerada explícitamente en los reglamentos sísmicos conocidos. Aquí se busca, por un lado, identificar los parámetros que tienen influencia dominante en la respuesta de sistemas elastoplásticos con base flexible sujetos a movimiento sísmico y, por otro, plantear conceptos simples que sean de utilidad en la estimación de la respuesta de tales sistemas en términos de las propiedades de sistemas lineales con base rígida excitados de forma similar.

Despreciando la interacción suelo-estructura, se han formulado reglas simples que relacionan de manera aproximada la deformación máxima absoluta de un sistema no lineal con la deformación correspondiente de un sistema lineal (Newmark y Rosenblueth, 1971). Se ha encontrado que, mientras el periodo natural inicial de sistemas inelásticos no sea excesivamente corto, las deformaciones máximas absolutas que sufren dichos sistemas son en promedio casi iguales a las que experimentan sistemas elásticos con el mismo periodo natural y grado de amortiguamiento que tienen inicialmente los sistemas elastoplásticos. También se ha encontrado que, si un sistema inelástico debe desarrollar un factor de ductilidad μ_e durante un sismo, la resistencia plástica (coeficiente de cortante basal) requerida para que la demanda de ductilidad sea igual a la ductilidad disponible vale $R_y = R_m / \mu_e$, donde R_m es la resistencia máxima del correspondiente sistema elástico; esto es cierto sólo para valores moderados y grandes del periodo natural.

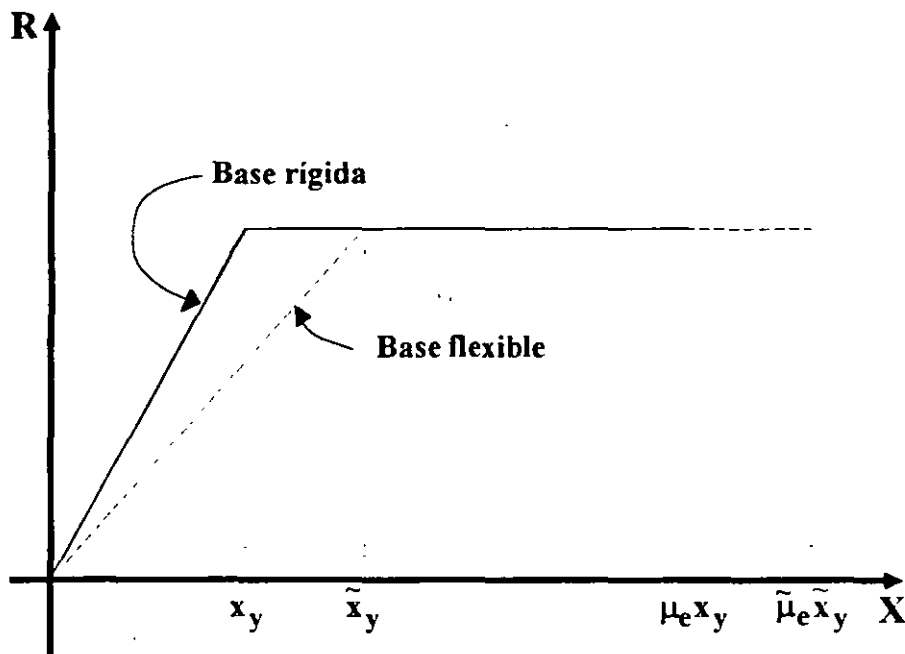


Figura 16. Relaciones fuerza-deformación de un sistema elastoplástico con y sin interacción.

Con objeto de examinar los efectos de la interacción inercial en la ductilidad estructural, considérese un sistema elastoplástico de un grado de libertad cuya ley de comportamiento se muestra en la fig 16; las líneas continua y discontinua indican las relaciones fuerza-deformación correspondientes al sistema en su condición de base rígida y flexible, respectivamente. Su factor de ductilidad se define como el cociente de la deformación a la falla entre la deformación a la fluencia. Si se designa con X_y

y \bar{X}_y , las deformaciones al límite de fluencia del sistema sin y con interacción, respectivamente, las deformaciones máximas resistentes valen $\mu_e X_y$ y $\bar{\mu}_e \bar{X}_y$, siendo μ_e y $\bar{\mu}_e$ los factores de ductilidad del sistema sin y con interacción, respectivamente.

Al tener en cuenta la interacción suelo-estructura, la rigidez del sistema disminuye de K a $\bar{K} = (T_e/\bar{T}_e)^2 K$; en consecuencia, la deformación a la fluencia aumenta de X_y a $\bar{X}_y = (\bar{T}_e/T_e)^2 X_y$ y la deformación a la falla se incrementa en la misma cantidad que se incrementa la deformación a la fluencia, esto es: $\bar{\mu}_e \bar{X}_y = \mu_e X_y + \bar{X}_y - X_y$. Sustituyendo en esta expresión la relación \bar{X}_y/X_y , se encuentra que el factor de ductilidad del sistema con interacción es igual a (Rosenblueth y Reséndiz, 1988)

$$\bar{\mu}_e = \left(\frac{T_e}{\bar{T}_e} \right)^2 (\mu_e - 1) + 1 \quad (25)$$

En vista de que $0 < T_e/\bar{T}_e < 1$, al analizar esta expresión se desprende que $1 < \bar{\mu}_e < \mu_e$, lo que implica que el factor de ductilidad se reduce por interacción.

Con objeto de tratar los efectos de interacción en la ductilidad mediante el enfoque del oscilador de reemplazo, se considera que μ_e representa la ductilidad estructural mientras que $\bar{\mu}_e$ la ductilidad efectiva de dicho oscilador. En la fig 17 se muestran las ductilidades efectivas que se obtienen ante diferentes escenarios de interacción, para las ductilidades estructurales $\mu_e = 1.5, 2, 3$ y 4 . Aquí se puede corroborar que cuando $H_e T_e / H_s T_e = 0$, condición de base rígida, la ductilidad efectiva es idéntica a la ductilidad estructural; asimismo, a medida que este parámetro se incrementa, la ductilidad efectiva se reduce tendiendo al valor de uno. De aquí se concluye también que los parámetros más importantes en la reducción de la ductilidad por interacción son D/R y H_e/R ; la influencia de H_s/R es despreciable para propósitos prácticos.

En análisis no lineales, las rigideces dinámicas del suelo usualmente se aproximan por medio de resortes y amortiguadores invariantes con la frecuencia de excitación. Los valores que mejor ajustan los resultados son los correspondientes a la rigidez para la frecuencia cero y el amortiguamiento para la frecuencia infinito. Cuando se opta por una aproximación como ésta, el análisis no lineal de sistemas con interacción se simplifica notablemente, puesto que al tener resortes y amortiguadores del suelo constantes, el procedimiento de integración en el tiempo paso a paso es enteramente similar al de sistemas sin interacción.

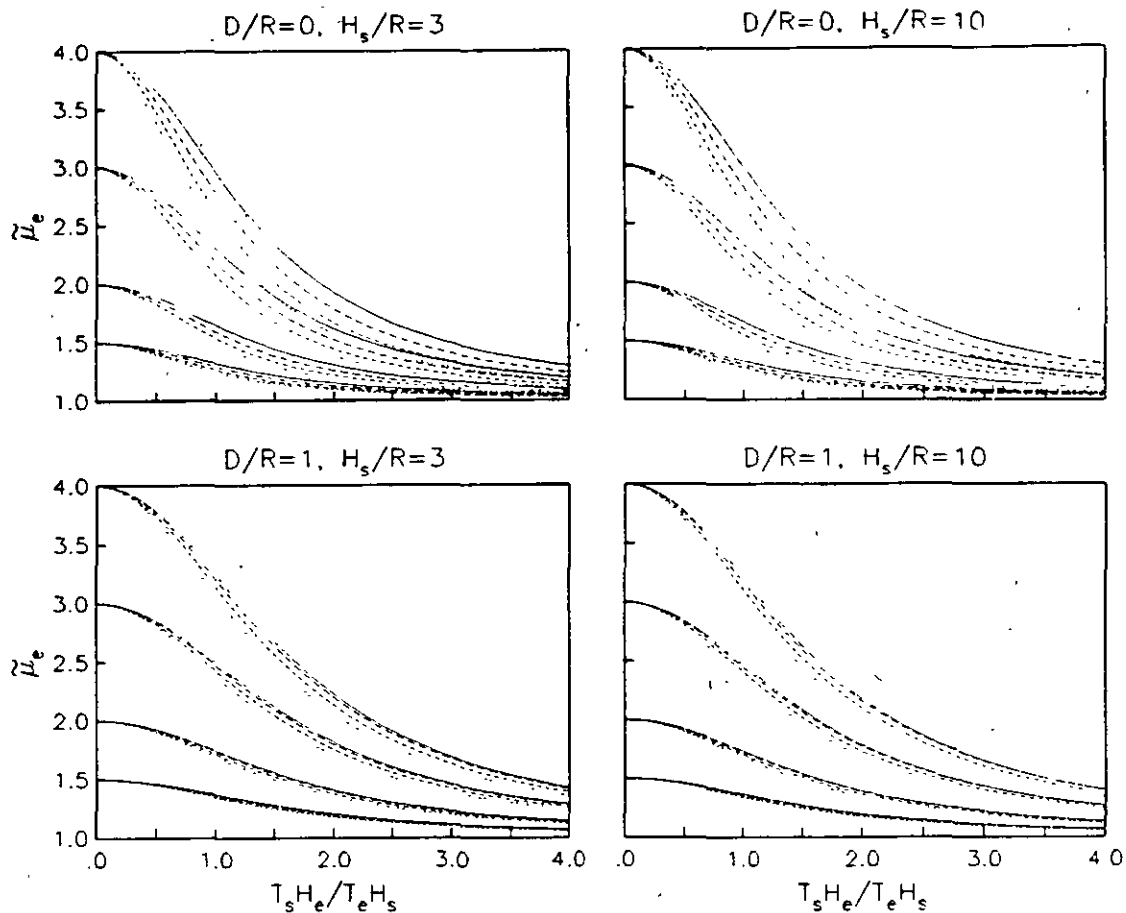


Figura 17. Ductilidades efectivas de sistemas suelo-estructura con $\zeta_s = \zeta_e = 0.05$, $\nu_s = 0.5$ y $H_e/R = 2$ (—), 3, 4 y 5(⋯).

Procediendo de esa forma se calcularon las demandas de ductilidad X_e^{max}/X_s de sistemas acoplados sometidos al sismo del 19/IX/85, para diferentes escenarios de interacción y ductilidades estructurales; se consideraron los sitios SCT ($H_s = 38 m$ y $\beta_s = 76 m$) y CAO ($H_s = 56 m$ y $\beta_s = 64 m$). En la fig 18, las curvas discontinuas (SCT) y punteadas (CAO) corresponden a las demandas de ductilidad del sistema acoplado cuya resistencia es igual a la de la condición de base rígida para la ductilidad estructural $\mu_e = 2$ y 4, mientras que las curvas continuas representan las ductilidades efectivas del oscilador de reemplazo según la ec 25. Está claro que las demandas de ductilidad del sistema acoplado tienden a reducirse al incrementarse el contraste de rigidez entre la estructura y el suelo; estas reducciones, al parecer, no están controladas por los efectos de sitio. Lo más sorprendente es que las demandas de ductilidad del sistema acoplado son muy parecidas a las ductilidades efectivas del oscilador de reemplazo.

También se calcularon los espectros de respuesta inelásticos de sistemas acoplados sujetos al mismo sismo, para diferentes escenarios de interacción y ductilidades estructurales. En las figs 19 y 20 se muestran los resultados para los sitios SCT y CAO, respectivamente; las curvas continuas corresponden a las resistencias del sistema acoplado requeridas para la ductilidad estructural $\mu_e = 1, 1.5, 2$ y 4 en la condición de base flexible, en tanto que las curvas discontinuas representan las resistencias del oscilador de reemplazo requeridas para la ductilidad efectiva resultante según la ec 25. Estos resultados patentizan que el uso de un oscilador elastoplástico de reemplazo con base rígida conduce a excelentes aproximaciones de la respuesta de sistemas acoplados inelásticos, salvo para algunas condiciones de periodo corto; dicho oscilador se caracteriza con el periodo \bar{T}_e , el amortiguamiento $\bar{\zeta}_e$ y la ductilidad $\bar{\mu}_e$ efectivos.

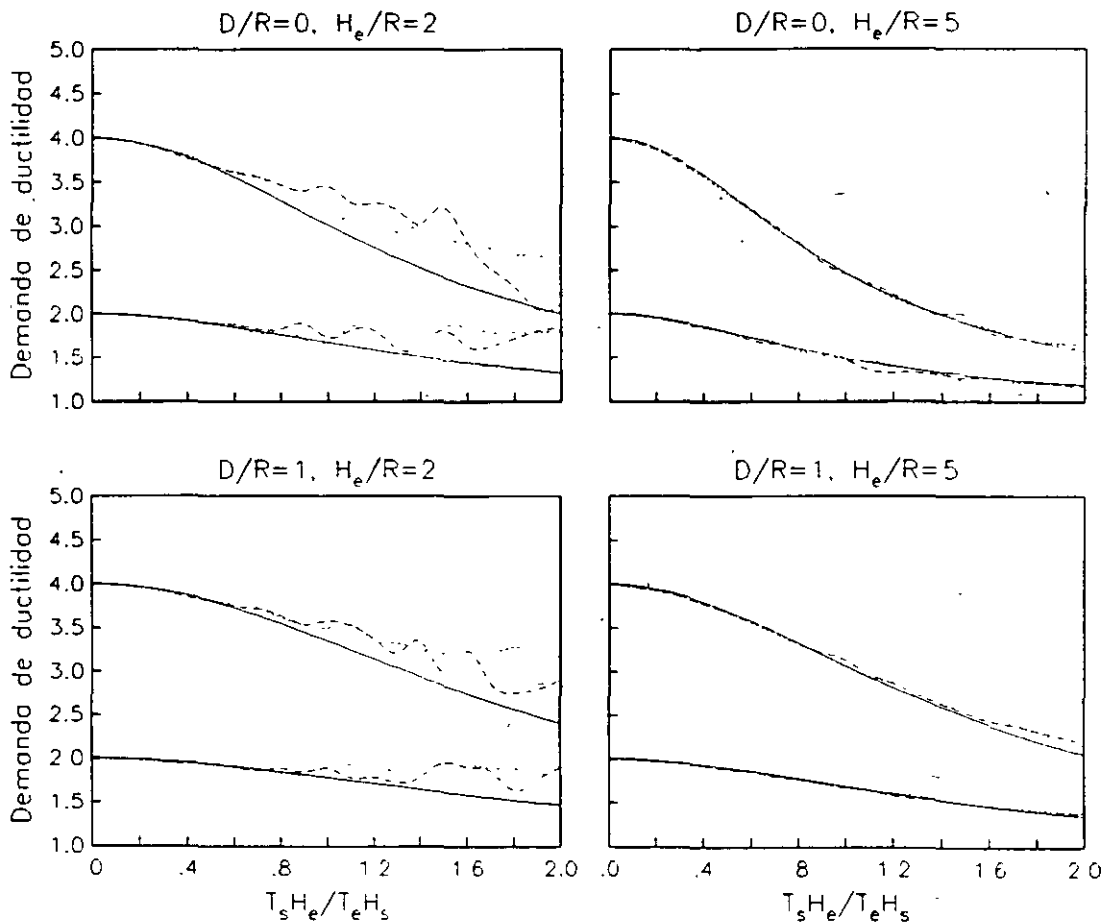


Figura 18. Demandas de ductilidad de sistemas suelo-estructura con $\zeta_s = \zeta_e = 0.05$, $\nu_s = 0.5$ y $H_s/R = 5$, en los sitios SCT (línea discontinua) y CAO (línea punteada); se comparan con la ductilidad efectiva del oscilador de reemplazo (línea continua).

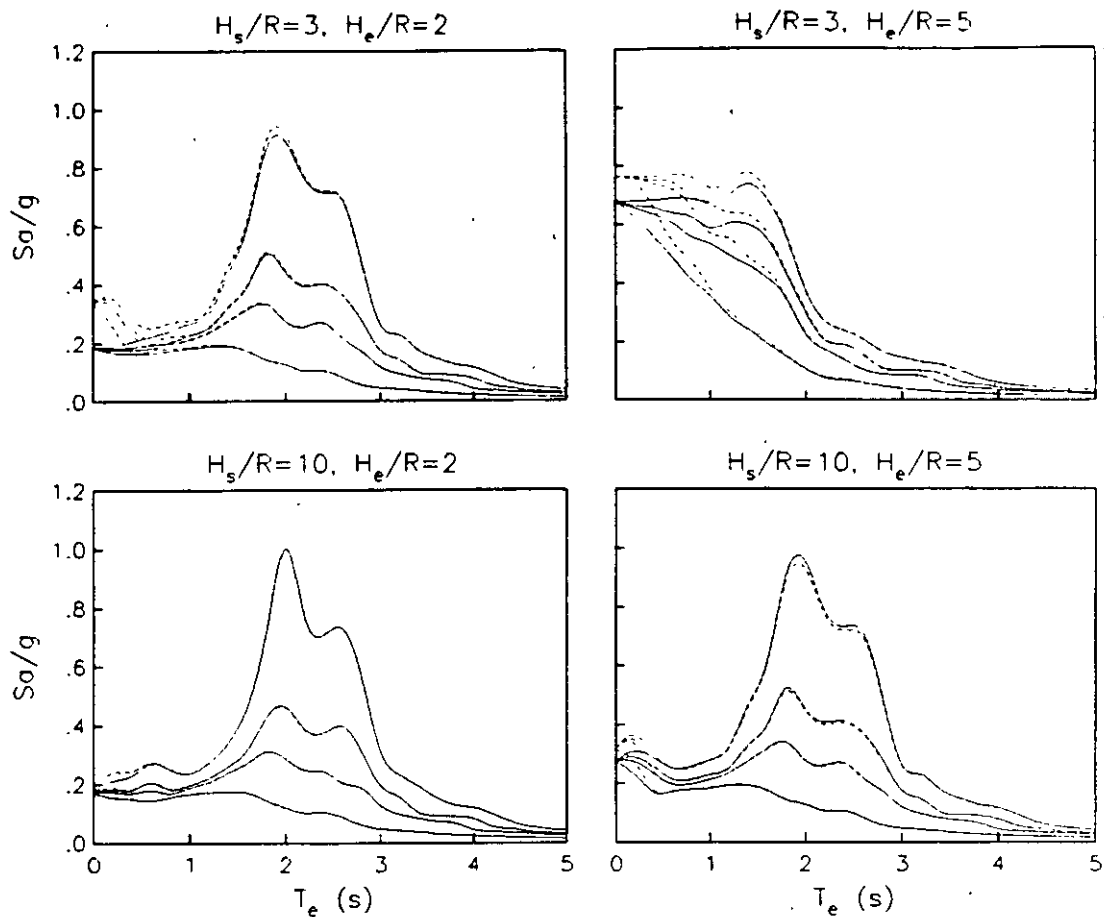


Figura 19. Espectros de respuesta inelásticos de sistemas suelo-estructura con $\zeta_s = \zeta_e = 0.05$, $\nu_s = 0.5$ y $D/R=1$, en el sitio SCT; se analiza el sistema acoplado (línea continua) y el oscilador de reemplazo (línea discontinua).

Efectos Cinemáticos

Se sabe que el periodo y amortiguamiento efectivos de un sistema suelo-estructura son los parámetros dinámicos de un oscilador de reemplazo con base rígida cuyo cortante basal resonante es igual al de la estructura interactuando con el suelo, para la misma excitación armónica de la base. Esto conduce a igualar la pseudoaceleración máxima y el periodo resonante del sistema acoplado con los valores correspondientes del oscilador de reemplazo (Wolf, 1985). Aquí se presenta una solución aproximada de aplicación práctica para considerar los efectos de la interacción cinemática en el movimiento de la cimentación en términos de los efectos de la interacción inercial en el periodo y amortiguamiento del modo fundamental. El enfoque consiste en la modificación del periodo y amortiguamiento efectivos del sistema acoplado de tal forma que el cortante basal resonante del osci-

lador de reemplazo sujeto al movimiento de campo libre en la superficie del terreno. dado por la traslación \ddot{X}_g , sea igual al del sistema acoplado sometido al movimiento efectivo en la subrasante de la cimentación, dado por la traslación \ddot{X}_o y la rotación $\ddot{\Phi}_o$. El periodo y amortiguamiento efectivos modificados de esta manera resultan de gran utilidad cuando se recurre a los métodos estático y dinámico de análisis sísmico, para evaluar los efectos de interacción en el modo fundamental de vibración.

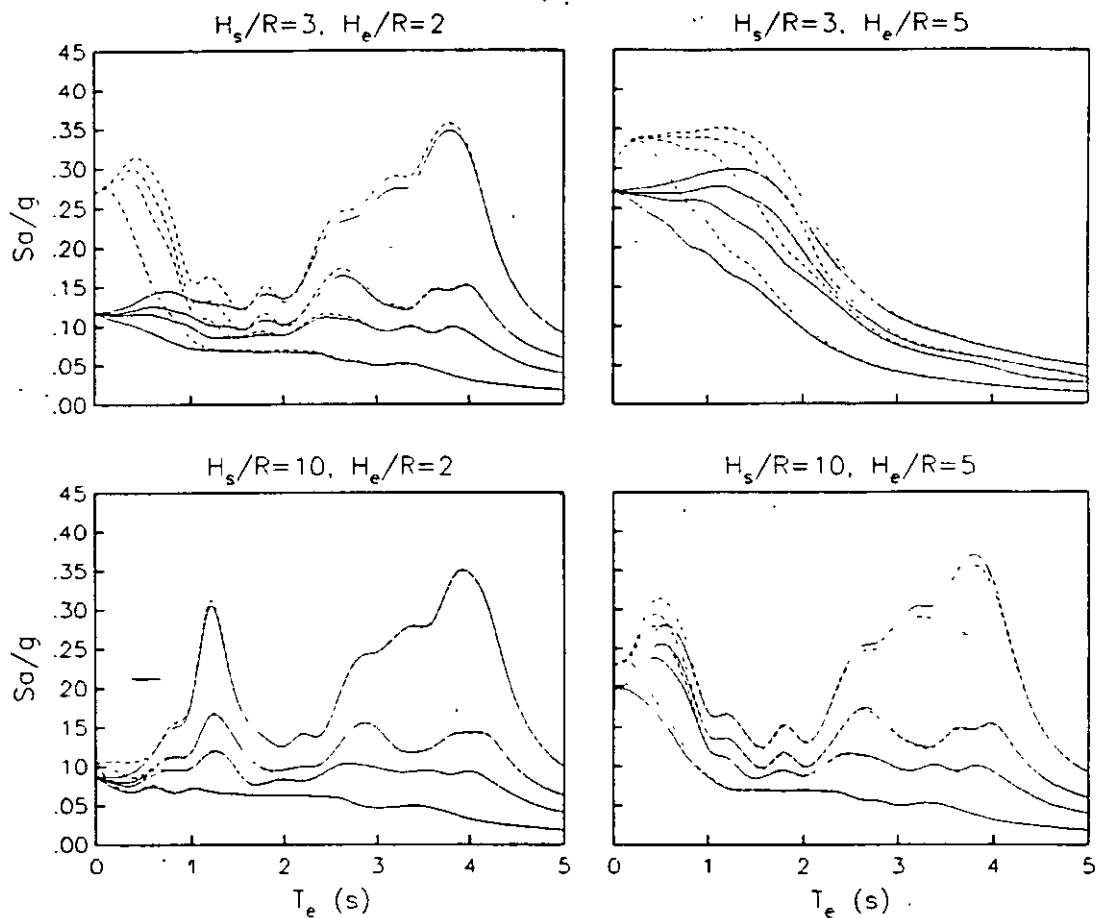


Figura 20. Espectros de respuesta inelásticos de sistemas suelo-estructura con $\zeta_s = \zeta_e = 0.05$, $v_s = 0.5$ y $D/R = 1$, en el sitio CAO; se analiza el sistema acoplado (línea continua) y el oscilador de reemplazo (línea discontinua).

Se trata entonces de encontrar las condiciones de equivalencia en el cortante basal resonante entre el oscilador de reemplazo sujeto al movimiento de campo libre y el sistema suelo-estructura sometido al movimiento efectivo, como se ilustra en la fig 12. Para ello, conocida la función de trasferencia del sistema acoplado, el periodo

efectivo se determina directamente como el periodo de excitación correspondiente a la posición de su pico resonante, en tanto que el amortiguamiento efectivo se obtiene a partir de la pseudoaceleración correspondiente a la amplitud de su pico resonante. Mediante esta analogía se puede encontrar que el periodo y amortiguamiento efectivos con efectos cinemáticos son iguales a (Avilés y Pérez-Rocha, 1995a):

$$\bar{T}_e^c = \bar{T}_e^i \quad (26)$$

$$\bar{\zeta}_e^c = \frac{\bar{\zeta}_e^i}{|Q_h + (H_e + D)Q_r|} \quad (27)$$

donde \bar{T}_e^i y $\bar{\zeta}_e^i$ son el periodo y amortiguamiento efectivos con efectos inerciales, obtenidos según las ecs 17 y 18 al ignorar el análisis de interacción cinemática. Además, $Q_h(\omega) = \ddot{X}_o(\omega)/\ddot{X}_g(\omega)$ y $Q_r(\omega) = \ddot{\Phi}_o(\omega)/\ddot{X}_g(\omega)$ son las funciones de transferencia para los componentes de traslación y rotación, respectivamente, de la excitación efectiva en la cimentación; los movimientos de entrada así como las funciones de impedancia han sido reportados para cimentaciones cuadradas enterradas en un semiespacio (Mita y Luco, 1989). Estos parámetros efectivos son aproximados, pues se han despreciado la masa de la cimentación y su momento de inercia, así como el acoplamiento en traslación y rotación de la rigidez dinámica del cimientto.

La aproximación para la interacción cinemática en términos de la interacción inercial puede confirmarse con las comparaciones que se presentan en la fig 21, para diferentes escenarios de interacción ante la incidencia de ondas de cortante con propagación vertical. Con trazo grueso se marcan los amortiguamientos efectivos aproximados y con trazo delgado la solución rigurosa; el acuerdo es muy bueno. En la fig 22 se despliegan los resultados rigurosos considerando (línea gruesa) y despreciando (línea delgada) la parte cinemática; resalta el incremento del amortiguamiento efectivo con el enterramiento de la cimentación D/R , siendo R en este caso el semiancho de la cimentación cuadrada.

CONCLUSIONES

Se ha presentado una revisión de los criterios especificados en las NTCDS-DF y el MDS-CFE para considerar los efectos de sitio e interacción suelo-estructura. Se repasaron los modelos en que están basados dichos criterios y se examinaron los resultados que se obtienen de su aplicación. Asimismo, se plantearon aquellos efectos de sitio e interacción que no se consideran de forma explícita, a fin de que en la práctica se tengan presentes las limitaciones reglamentarias que derivan del estado actual del conocimiento.

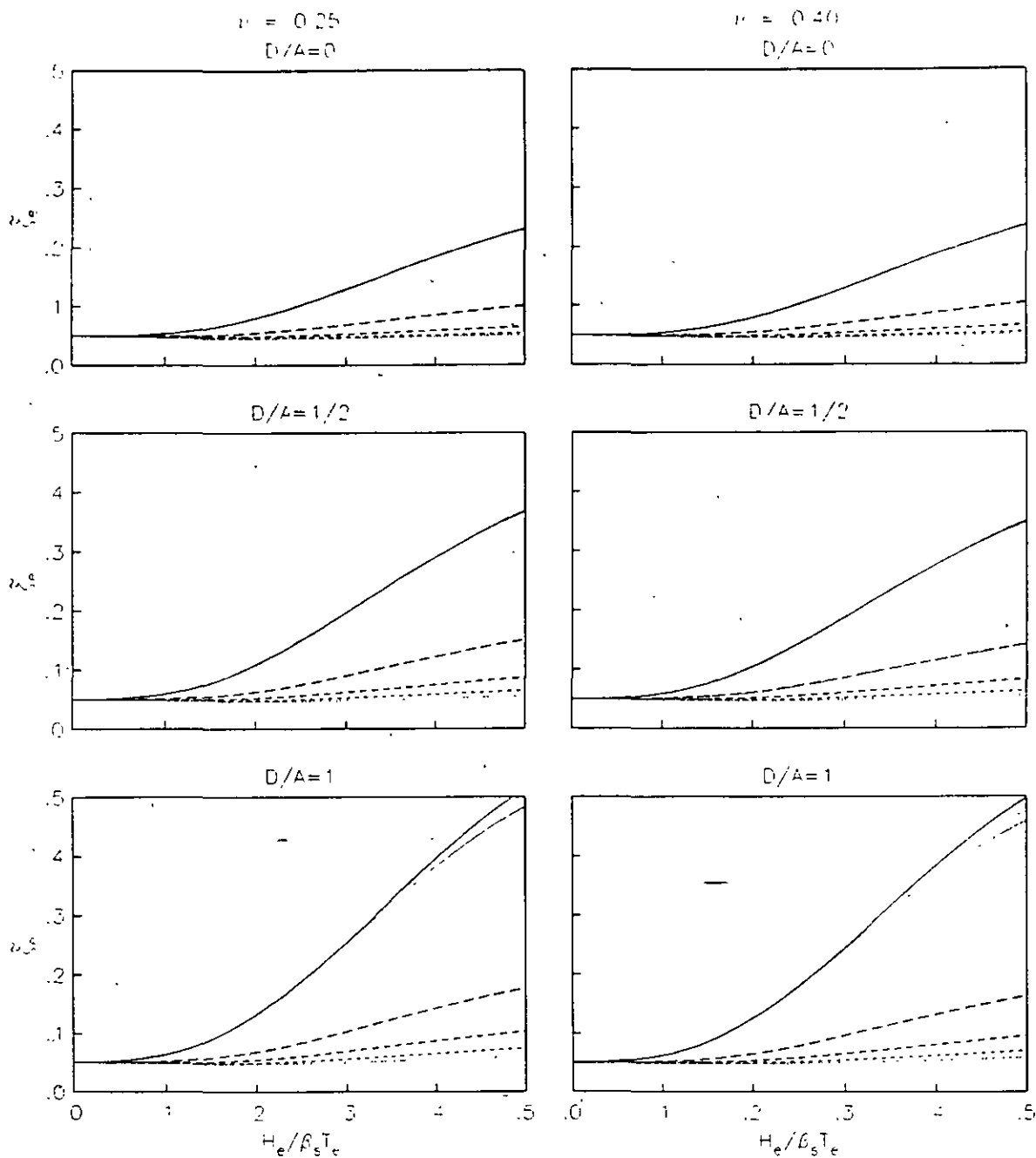


Figura 21. Amortiguamientos efectivos con la parte cinemática, para sistemas suelo-estructura con $\zeta_s = \zeta_e = 0.05$ y $H_e/R = 1$ (—), 2, 3, 4 y 5(---); soluciones aproximada (línea gruesa) y rigurosa (línea delgada).

En lo referente a los efectos de sitio se hizo énfasis en la dependencia de los espectros de diseño con el periodo dominante del sitio; en este aspecto es necesario

investigar a fondo el criterio sobre la variación del coeficiente sísmico (ordenada espectral máxima) en función de dicho parámetro. Para la interacción suelo-estructura se exploró fundamentalmente el enfoque del oscilador de reemplazo, con objeto de ser utilizado no sólo para los efectos inerciales en el periodo y amortigua-

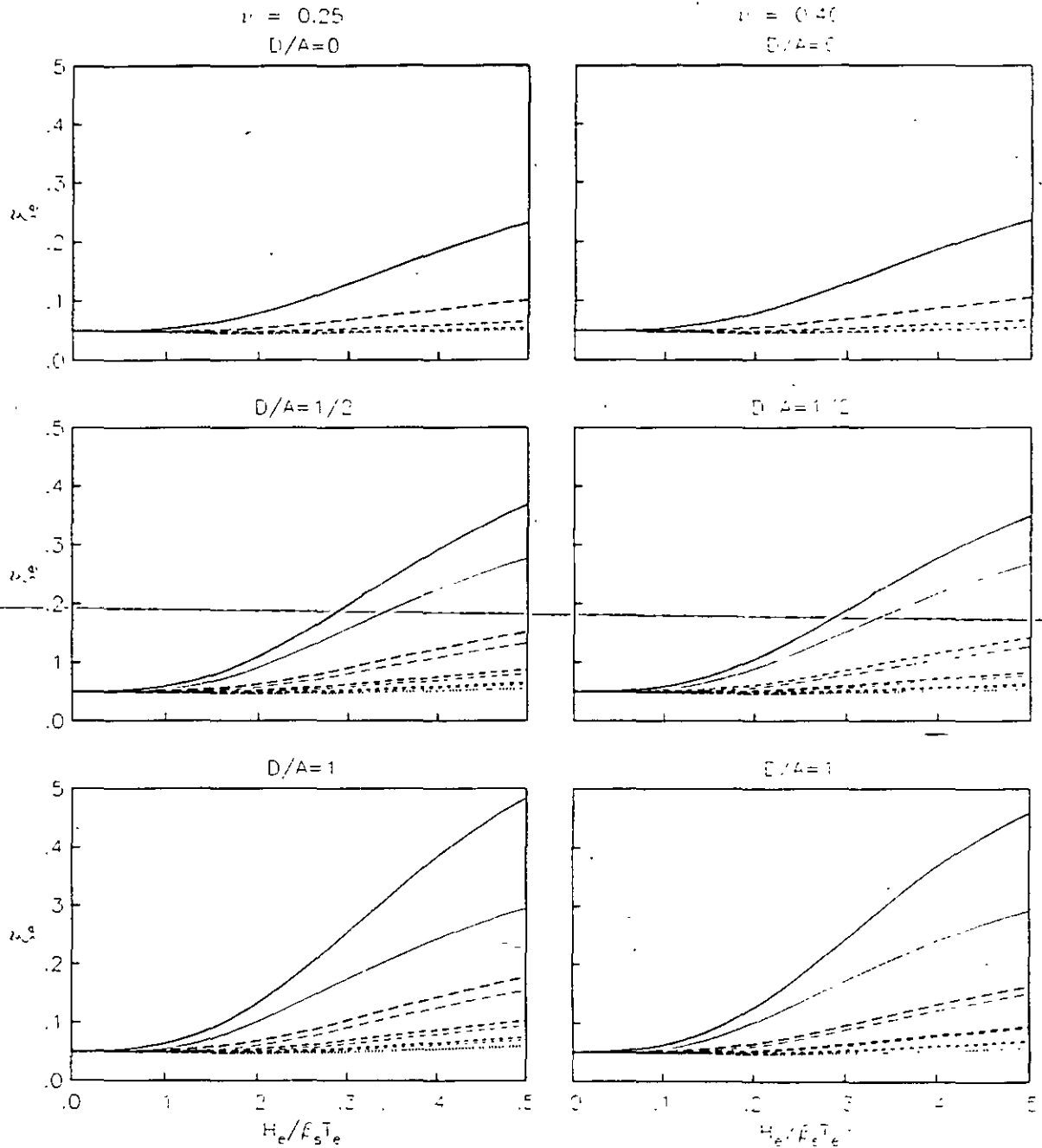


Figura 22. Amortiguamientos efectivos con (línea gruesa) y sin (línea delgada) la parte cinemática, para sistemas suelo-estructura con $\xi_s = \xi_e = 0.05$ y $H_e/R = 1(-), 2, 3, 4$ y $5(\dots)$.

miento del modo fundamental, sino también para los efectos cinemáticos en el movimiento de la cimentación y, sobre todo, para tratar la influencia de la interacción en la ductilidad estructural. La principal ventaja de este enfoque es que permite el uso de espectros de respuesta de campo libre sin efectos de interacción, a fin de obtener las acciones sísmicas de diseño.

Los criterios reglamentarios vigentes sobre efectos de sitio e interacción suelo-estructura son particularmente sencillos, ya que la principal intención de las NTCDS-DF y el MDS-CFE es sentar las bases para la consideración explícita de dichos efectos. Es de esperarse que en ediciones futuras de estos códigos sísmicos se cubran de manera mejorada estas cuestiones, a la luz de los resultados de las investigaciones que se encuentran proceso.

REFERENCIAS

1. ATC (1978), 'Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings', *Applied Technology Council*, Report ATC 3-06, NSF Publication 78-08.
2. Avilés J y Pérez-Rocha L E (1995a), 'Influencia de la interacción cinemática en los parámetros dinámicos de sistemas suelo-estructura', *Monografía Geofísica: Tema Sismología*, Unión Geofísica Mexicana, en prensa.
3. Avilés J y Pérez-Rocha L E (1995b), 'Evaluation of the interaction effects on the system period and the system damping due to foundation embedment and layer depth', *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, en prensa.
4. Boore D M (1983), 'Stochastic simulation of high-frequency ground motions based on seismological models of the radiated spectra', *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 73, No. 6, pp. 1865-1894.
5. Boore D M y Joyner W (1984), 'A note on the use of random vibration theory to predict peak amplitudes of transient signals', *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 74, No. 1, pp. 2035-2039.
6. Clough R W y Penzien J (1975), *Dynamics of Structures*, McGraw-Hill, Inc., Nueva York.
7. Jennings P C y Bielak J (1973), 'Dynamics of building-soil interaction', *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 63, pp. 9-48.

8. Kausel E, Whitman R V, Morray J P y Elsabee F (1978), 'The spring method for embedded foundations', *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 48, pp. 377-392.
9. MDS-CFE (1993), 'Manual de diseño por sismo', *Comisión Federal de Electricidad*, Instituto de Investigaciones Eléctricas.
10. Mita A y Luco J E (1989), 'Impedance functions and input motions for embedded square foundations', *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE. Vol. 115, No. 4, pp. 491-503.
11. Newmark N M y Rosenblueth E (1971), *Fundamentals of Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, Inc., Nueva Jersey.
12. NTCDS-DF (1995), 'Normas técnicas complementarias para diseño por sismo'. *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.
13. Rosenblueth E y Reséndiz D (1988), 'Disposiciones reglamentarias de 1987 para tener en cuenta interacción dinámica suelo-estructura', *Series del Instituto de Ingeniería*, UNAM, No. 509.
14. Rosenblueth E, Ordaz M, Sánchez-Sesma F J y Singh S K (1989), 'The Mexico earthquake of september 19, 1985 - Design spectra for Mexico's Federal District', *Earthquake Spectra*, Vol. 5, No. 1, pp. 273-291.
15. Rosenblueth E y Gómez R (1991), 'Comentarios a las normas técnicas complementarias para diseño por sismo', *Series del Instituto de Ingeniería*, UNAM, No. ES-7.
16. Sánchez-Sesma F J (1987), 'Site effects on strong ground motion', *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 6, No. 2, pp. 124-132.
17. Siefferet J G y Cevaer F (1992), *Handbook of Impedance Functions. Surface Foundations*, Ouest Editions, Nantes.
18. Veletsos A S y Meek J W (1974), 'Dynamic behaviour of building-foundation systems', *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 3, pp. 121-138.
19. Wolf J (1985), *Dynamic Soil-Structure Interaction*, Prentice-Hall, Inc., Nueva Jersey.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA

MODULO IV: DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA:

**AIJ STRUCTURAL DESIGN GUIDELINES FOR REINFORCED
CONCRETE BUILDING (1994)**

**EXPOSITOR: DR. OSCAR LOPEZ BATIZ
1997**

**AIJ STRUCTURAL DESIGN GUIDELINES
FOR
REINFORCED CONCRETE
BUILDINGS
(1994)**

CHAPTER 6 : DESIGN FOR SHEAR AND BOND

6.1 Scope

The provisions of Chapter 6 shall apply for design of members subjected to shear as follows:

- (1) design to ensure shear strength of columns, beams and structural walls;
- (2) design to ensure deformation capacity of yield hinge regions of the members subjected to shear; and
- (3) design to prevent a bond splitting failure along the longitudinal reinforcement in columns and beams.

[Commentary]

The provisions of this Chapter should apply for the shear design of the non-hinge regions of columns, beams and structural shear walls, and for the ductility design of their hinge regions. Design for the bond applies for columns and beams in the yield mechanism assuring design.

6.2 Design Method

6.2.1 Basic Principles

In the shear design, the reliable shear strength of all members shall be greater than the design shear in the yield mechanism assuring design, and the deformation capacity of planned yield hinge regions shall be greater than the assuring deformation of member. In columns and beams, the splitting bond strength of longitudinal reinforcement shall be greater than the bond stress associated with design actions in the yield mechanism assuring design.

6.2.2 Strength of Shear Reinforcement

The strength of shear reinforcement shall be the material strength for the reliable strength calculation.

6.2.3 Structural Requirements

Lateral reinforcement shall follow the provisions in Chapter 9 in addition to the provisions of this chapter.

[Commentary]

The strength of shear reinforcement used for the shear design is determined by the material strength for the reliable strength calculation. It should be, however, not greater than 25 times the

compressive strength of concrete σ_B . The equations to evaluate shear strength of members proposed hereinafter can give the calculated results in good agreement with the empirical results, when substituting the strength of reinforcing bars of 25 times σ_B for the material strength of shear reinforcement that is greater than 4,000kgf/cm². Within this guidelines, when the material strength of shear reinforcement exceeds 25 times σ_B , the strength of shear reinforcement used for the shear design shall be replaced by the value of 25 times σ_B .

When using such a high strength steel, its bending performance should be examined in accordance with the JIS-Z 2248 (Test Method for Bending Performance of Metallic Material) to prevent a brittle failure at the bend corner. And sufficient extension length beyond a hook is required when the 135 degree hooked bar anchorage is used for anchorage of a high strength shear reinforcement. Either the serial spiral or closed hoop worked by welding is recommended to develop the full capacity of a high strength material. In this case, the welding joint should be provided with greater strength than the specified yield strength of the base material.

6.3 Shear Strength of Beams and Columns

6.3.1 Strength Equation

Reliable shear strength V_u of the beams and columns shall be calculated by Eq. (6.1). When $p_w\sigma_{wy}$ is greater than $v\sigma_B/2$, $p_w\sigma_{wy}$ shall be replaced by $v\sigma_B/2$.

$$V_u = b j_t p_w \sigma_{wy} \cot\phi + \tan\theta (1-\beta) b D v \sigma_B/2 \quad (6.1)$$

where

$$\tan\theta = \sqrt{(L/D)^2 + 1} - L/D \quad (6.2)$$

$$\beta = \{(1 + \cot^2\phi) p_w \sigma_{wy}\} / (v \sigma_B) \quad (6.3)$$

b: width of the section;

D: overall depth of the section;

j_t : distance between the top and bottom bars;

L: clear span of the member;

σ_B : compressive strength of concrete;

σ_{wy} : strength of the shear reinforcement not greater than 25 σ_B ;

p_w : shear reinforcement ratio;

v : effectiveness factor for the compressive strength of concrete; and

ϕ : angle of the compressive strut in the truss mechanism.

6.3.2 Coefficients for Members without Planned Yield Hinges

Effectiveness factor for the compressive strength of concrete v shall be replaced by v_o given by Eq.(6.4) for the members without the planned yield hinges.

$$v_o = 0.7 - \sigma_B/2000 \quad (\sigma_B \text{ in kgf / cm}^2) \quad (6.4)$$

The value of $\cot \phi$ shall be the minimum defined in Eqs. (6.5) through (6.7).

$$\cot \phi = 2.0 \quad (6.5)$$

$$\cot \phi = j_t / (D \tan \theta) \quad (6.6)$$

$$\cot \phi = \sqrt{v \sigma_B / (p_w \sigma_{wy}) - 1} \quad (6.7)$$

[Commentary]

(1) Shear strength of columns and beams

The prediction for the shear design in this section is fundamentally based on the lower bound theory of plasticity [Refs. 6.1-6.4]. Superposition of the truss and arch actions is introduced in modeling of the shear resisting mechanism. Assumed plastic conditions are those; (1) the total diagonal compressive stress in concrete generated by the combined truss and arch actions reaches the stress at the yield point of concrete, and (2) the stress in shear reinforcement reaches the stress at the yield point of shear reinforcement.

The effectiveness factor, v_o , in Eq. 6.4 proposed by M. P. Nielsen [Ref. 6.1] is used in determining the stress at the yield point of concrete. The stress at the yield point of shear reinforcement is given by the material strength for the reliable strength calculation of members. However, it should be not greater than $25 \sigma_B$, because the equations to calculate the shear strength described in this guidelines correspond well to the test results by using 25 times σ_B for the material strength of shear reinforcement for specimens whose shear reinforcement strength is greater than 25 times σ_B .

Only the balance between external and internal shears is considered. It indicates the assumption that the flexural reinforcement has sufficient strength to assure the truss and arch mechanisms.

The first term in right-hand side of Eq. 6.1 represents the shear force carried by the truss mechanism as shown in Fig. C6.1, and the second term indicates that carried by the arch mechanism as shown in Fig. C6.2.

The shear force carried by the truss mechanism, V_t , assuming the yield of shear reinforcement is described by Eq. C6.1 (Refer to Fig. C6.1).

$$V_t = b j_t p_w \sigma_{wy} \cot \phi \quad (C6.1)$$

Concrete stress in the compression strut of analogous truss, ${}_c \sigma_t$, is given by Eq. C6.2 from the equilibrium condition of an infinitesimal stringer element shown in Fig. 1.(a).

$${}_c \sigma_t = (1 + \cot^2 \phi) p_w \sigma_{wy} \quad (C6.2)$$

The difference between $v \sigma_B$ and ${}_c \sigma_t$; i.e., $(v \sigma_B - {}_c \sigma_t)$, contributes to the arch mechanism when ${}_c \sigma_t$ is smaller than $v \sigma_B$. The difference of angle of concrete struts between the arch and truss mechanisms is ignored herein for simplification. The shear force carried by the arch mechanism, V_a , is

given by Eq. C6.3 based on the lower bound of the theory of plasticity [Ref. 6.1].

$$V_a = (v\sigma_B - c\sigma_t) \tan\theta b (D/2) \quad (C6.3)$$

where

$$\tan\theta = \frac{\sqrt{L^2 + D^2} - L}{D} = \sqrt{\left(\frac{L}{D}\right)^2 + 1} - \frac{L}{D} \quad (C6.4)$$

The shear strength of member, V_u , is given by adding strengths in Eq. C6.1 and Eq. C6.3.

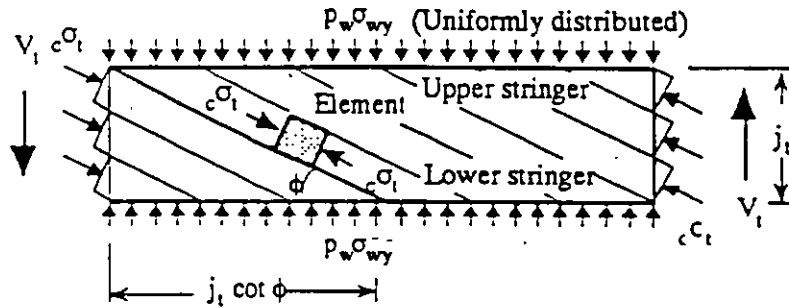
$$V_u = b j_t p_w \sigma_{wy} \cot\phi + (v\sigma_B - c\sigma_t) \tan\theta (D/2) \quad (C6.5)$$

Replacing $\{(1+\cot^2\phi)p_w\sigma_{wy}\}/v\sigma_B$ by β , Eq. 6.1 is obtained. Angle ϕ is the angle of the concrete compression strut to the axis of member at the truss mechanism. The value of $\cot\phi$ should take the minimum given by Eqs. 6.5, 6.6, and 6.7.

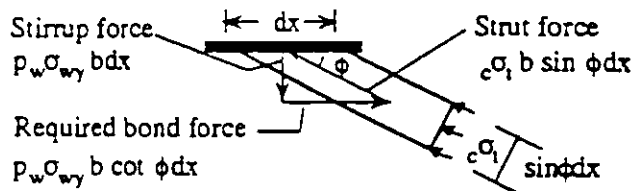
Equation 6.5 gives the allowable maximum value of $\cot\phi$ to assure appropriate aggregate interlocking along a diagonal crack [Ref. 6.5], and Eq. 6.6 gives ϕ value to get maximum of V_u in Eq. 6.1. Equation 6.7 is derived from the condition that $v\sigma_B$ equals $c\sigma_t$. The Eqs. C6.6 and C6.7 are derived as follows:

$$c\sigma_t = (1+\cot^2\phi) p_w \sigma_{wy} = v\sigma_B \quad (C6.6)$$

$$\cot\phi = \sqrt{v\sigma_B/p_w\sigma_{wy} - 1} \quad (C6.7)$$



a) Analogous truss model



b) Equilibrium of an infinitesimal stringer element

Fig. C6.1 Truss mechanism.

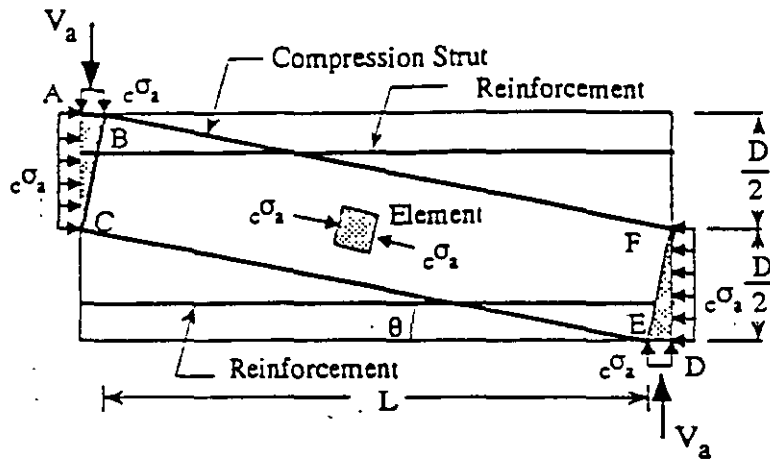


Fig. C6.2 Arch mechanism.

Equations in this section are established by using the value of $\cot\phi$ giving the maximum shear strength under the condition that $\cot\phi$ should not be greater than 2, and the concrete stress of the compression strut at the truss mechanism, $c\sigma_t$, should not be greater than effective compressive strength of concrete, $v\sigma_B$. General characteristics of the design equations in this section are illustrated in Fig. C6.3'.

The limitation of shear reinforcement to the shear strength is given for the case that all shear forces are carried only by the truss mechanism with the angle ϕ of 45 degree ($\cot\phi=1$), and $c\sigma_t$ equals $v\sigma_B$. When $c\sigma_t$ equals $v\sigma_B$, Eq. C6.7 is obtained. Substituting Eq. C6.7 to Eq. C6.1, and taking its differential by $p_w\sigma_{wy}$, the peak value $V_{t,max}$ is obtained as Eq. C6.8, where, $p_w\sigma_{wy}$ is $0.5v\sigma_B$ and $\cot\phi$ is unity.

$$V_{t,max} = b j_t v \sigma_B / 2 \quad (C6.8)$$

The effectiveness factor of the compressive strength of concrete, v_o , becomes smaller with increase of the compressive strength [Ref. 6.1]. Equation 6.4 takes this tendency into consideration.

Within this guidelines, two methods of prediction for calculating the shear strength are proposed in the W.G. on Shear Design (Task-committee organized for works for this chapter); the so-named A- and B-methods [Refs. 6.6–6.9]. Both the A- and B-methods are based upon the plastic theorem in the limit analysis, while are derived from the different concepts concerning empirical equations for shear design introduced in the previous sections. Through discussions within the Committee, the A-method is tentatively introduced as the prediction method proposed within this guidelines. In the commentary herein, the B-method is introduced as well the A-method for a possible and wide use of the B-method.

Both the A- and B-methods are based upon similar concepts with each other superposing the truss and arch mechanisms. The differences of the methods can be summarized in the values of $\tan\theta$, $\cot\phi$ and v_o as listed in Table C6.1.

TABLE C6.1 COEFFICIENTS IN THE A- AND B-METHODS

	A-method	B-method
$\tan\theta$	$\sqrt{(L/D)^2 + 1} - L/D$	$\sqrt{(2M/VD)^2 + 1} - 2M/VD$
$\cot\phi$	$1.0 \leq \cot\phi \leq 2.0$, and smallest value among the following three 2.0 $j \sqrt{(D \tan\theta)}$ $\sqrt{v \sigma_B / (p_w \sigma_{wy})} - 1$	1.0
v_o	$0.7 - \sigma_B/2000$	$(2M/VD + 1)/4$ $0.5 \leq v_o \leq 1.0$

M : bending moment at the critical section

V : shear at the critical section

D : dimension of the total section

In the A-method, the value of $\cot\phi$ that falls in the range of one and two is given on the condition that the truss mechanism associated with some amount of shear reinforcement could carry the maximum shear force. While, in the B-method, the value of $\cot\phi$ is fixed to be 1.0 on the condition that the concrete stress of the compression strut in the truss mechanism associated with some amount of shear reinforcement takes the minimum stress.

The shear strength predicted by the A-method is always greater than that by the B-method if the same stresses at the yield point of materials are used, and the moment distribution within the member is anti-symmetric. Based upon the lowest theorem, the A-method would estimate a real shear strength rather than the B-method.

Both the A- and B-methods estimate greater shear strengths than those obtained from the test results when v is assumed to be unity. Because the compressive strength of the cracked concrete might be smaller than that of the concrete without cracks, and concrete does not show an ideal elasto-plastic behavior, it is necessary to introduce the concept of reduction factor for the concrete strength.

In both methods, the shear force carried by the arch mechanism, in other words, the contribution of concrete to the shear strength, is varied associated with the amount of $p_w \sigma_{wy}$, while within the empirical equations for the shear strength introduced in the previous sections it is taken constant. This characteristic evidence that the shear force carried by the arch mechanism decreases in accordance with the increase of $p_w \sigma_{wy}$ is reported in the literature [Ref. 6.2], and also be verified by the F.E.M. analysis [Refs. 6.10 and 6.11].

In the A-method, v takes the value of $(0.7 - \sigma_B/2000)$, while in the B-method v takes unity in general cases, which in some cases depends on the ratio of $2M/VD$ as listed in Table C6.1 in order to take the variation within the test results into consideration. The value v in the B-method takes the value within 0.5 and 1.0.

General characteristics of the A-method are illustrated in Fig. C6.3'. In the A-method, the $\cot\phi$ value is kept 2.0 until the $p_w\sigma_{wy}$ value reaches $0.2v_o\sigma_B$, and both the truss and arch mechanisms exist up to this point. Beyond this limiting point (point B in Fig. C6.3'), the arch mechanism does not exist, and all shear forces should be carried only by the truss mechanism. The shear force carried by the truss mechanism can be increased beyond the point B up to its maximum value of $0.5b_jt v_o\sigma_B$, because of change of the angle of the compression concrete strut ($\phi=26.6$ to 45 degree). While, in the B-method, the angle of ϕ is fixed to be 45 degree so that both the truss and arch mechanisms exist, and V_u versus $p_w\sigma_{wy}$ shows a linear relation until $p_w\sigma_{wy}$ reaches $0.5v_o\sigma_B$, and at the maximum point of $0.5b_jt v_o\sigma_B$ the shear force carried by the arch mechanism becomes zero. The shear strengths are different between in the A- and B-methods because they use the different v_o values. The shear strengths predicted by the A- and B-methods correspond well to each other without large difference within the range of $p_w\sigma_{wy}$ commonly used in the design.

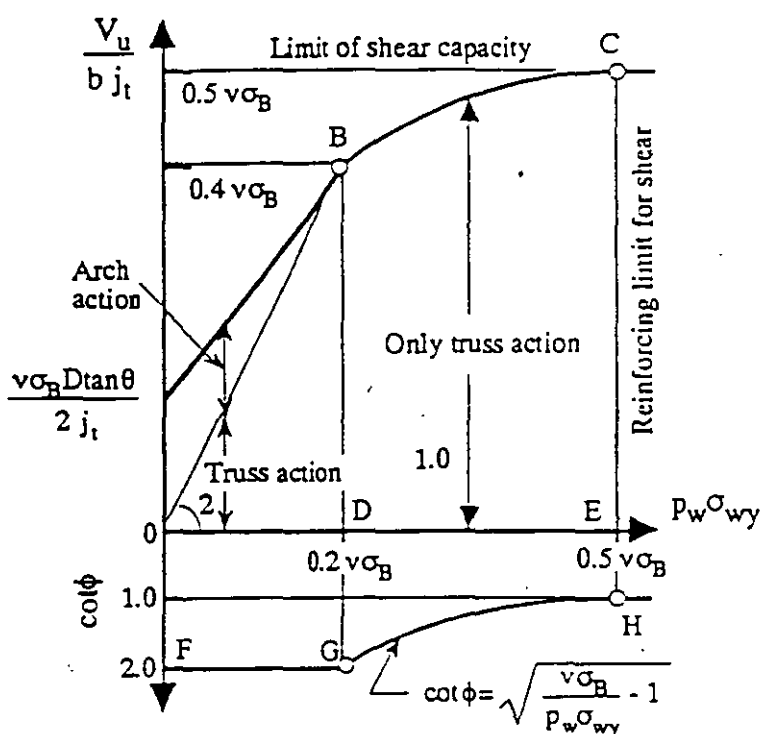


Fig. C6.3' General characteristics of design equation.

Under a conservative judgment, the A-method, which gives less prediction of shear strengths than the B-method, is adopted as the shear design equation in this section. Discussions necessary on the validity of both methods are summarized in the followings.

Both the A- and B-methods do not consider the effect of the axial forces. This is an issue to be examined in the future.

(2) Validity of the equation for the shear strength

Test results for the shear strength of columns and beams [Refs. 6.13–6.26] are referred for verification of the shear design equation adopted to this section. These test specimens are limited to those with deformed bars as flexural reinforcement, since the truss mechanism needs some bond

strength between reinforcing bars and concrete. And also all specimen have not tensile axial forces ($N \geq 0$) and cross sectional area are larger than 400cm^2 . Variables in those test specimens are listed in Table C6.2.

TABLE C6.2 VARIABLES IN THE TEST SPECIMENS

Compressive strength of concrete: σ_B	165–629 kgf/cm ²
Tension reinforcement ratio: p_t	0.39–3.21 %
Shear reinforcement ratio: p_w	0–2.44%
Yield strength of shear reinforcement: σ_{wy}	2530–14700 kgf/cm ²
$p_w \sigma_{wy}$	0–191 kgf/cm ²
Axial load level: $\eta_0 = N/(bD\sigma_B)$	0–0.732

Correlation between the test results and calculated ones using the A-method is plotted in Fig. C6.4. Vertical and horizontal axes represent V_{\max}/V_f and V_u/V_f , respectively. The value V_{\max} is experimentally obtained the shear strength of test specimens, V_f is the shear force at the calculated flexural strength, and V_u is the calculated shear strength by the A-method. The value V_f is obtained based on the Bernoulli-Euler's assumption (the assumption that the plane section remains plane after bending) and using real strengths of steel and concrete. The reason why the axes as shown in Fig. C6.4 are chosen is to confirm the fact that reported shear strength of the test specimens reaches some limiting strength, which is determined from the flexural capacity of the specimen [Ref. 6.17]. The specimen plotted in the zone between V_{\max}/V_f less than 1.0 and V_u/V_f greater than 1.0 were reported to be failed in flexure. There are few specimens that have less strength than the calculated strength in the range of V_u/V_f less than 1.0. Among 77 specimens covering the range of variables listed in Table C6.3 whose V_{\max}/V_f are less than 1.0 with shear reinforcement, the mean of V_{\max}/V_u and its deviation are 1.33 and 18.5%, respectively. These values are obtained excluding specimens which have the V_{\max}/V_u ratio less than 1.0 and those which are predicted to reveal bond failure in accordance with the section 6.5 in this chapter. As for specimens with high strength steel [Refs. 6.25 and 6.26], the mean of V_{\max}/V_u and its deviation are 1.41 and 17.9%, respectively.

TABLE C6.3 VARIABLES OF THE SPECIMENS FAILED IN SHEAR

Shear reinforcement ratio: p_w	0.12–1.13 %
Yield strength of shear reinforcement: σ_{wy}	2550–14220 kgf/cm ²
$p_w \sigma_{wy}$	3.16–159 kgf/cm ²

The plastic theory used in this design guidelines does not consider the axial force effect. When an axial force is small, its effect is recognized experimentally, which is considerably significant for members without shear reinforcement, while the shear strengths of the specimens with some amount of shear reinforcement are recognized not to be affected significantly by axial forces. As shown in Fig. C6.4, the safety margin given to the shear strength determined by the shear design equation are almost constant with various amounts of axial force. Therefore, it is concluded that the effect of axial forces is not introduced within the equation.

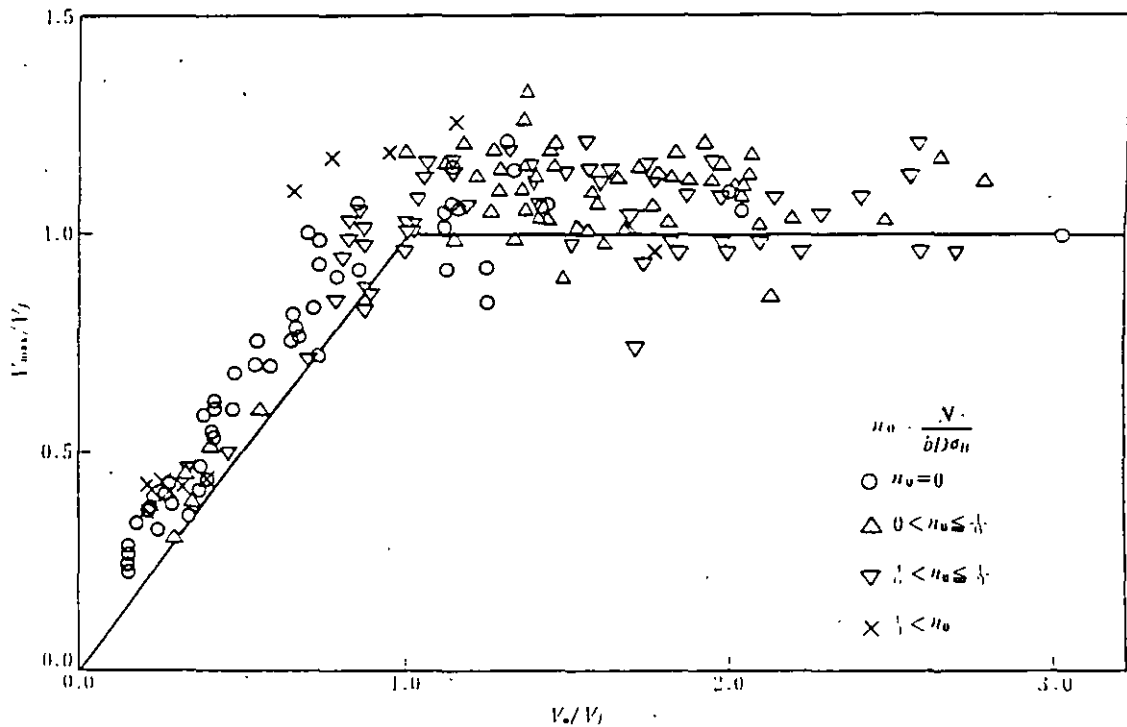


Fig. C6.5 Verification of the design equation in the A-Method.

(3) In the case of a member with solid circular section

The shear design method for members having solid circular cross section has not been established yet based on a plastic analysis, and few test data can be obtained. For the time being, the following method is recommended in this guidelines. Shear design for a member with solid circular section is performed as a member with square section of the same cross sectional area. The reduction factor of the shear reinforcement ratio of 0.785 ($\pi/4$) is prescribed, since the effect of shear reinforcement on the circular shape is reported to be less than that on the rectangular shape [Ref. 6.39].

6.3.3 Coefficients for Members with Planned Yield Hinges

(1) For the yield hinge region defined in Section 9.2.3, the effectiveness factor, v , shall be given by Eq.(6.8). Value of $\cot\phi$ shall be the smallest value given by Eqs. (6.6), (6.7) and (6.9). However, the value β in Eq.(6.3) shall be calculated using the value of $\cot\phi$ for a non-yield hinge region and the value of $p_w\sigma_{wy}$ for a yield hinge region of the member.

$$\begin{aligned} v &= (1.0 - 15 R_p) v_o && \text{for } 0 < R_p \leq 0.05 \\ &= 0.25 v_o && \text{for } 0.05 < R_p \end{aligned} \quad (6.8)$$

$$\begin{aligned} \cot\phi &= 2.0 - 50 R_p && \text{for } 0 < R_p \leq 0.02 \\ &= 1.0 && \text{for } 0.02 < R_p \end{aligned} \quad (6.9)$$

where R_p denotes the rotational angle at the yield hinge region associated with the assuring deformation of the member.

(2) Strength calculation of a region outside of the planned yield hinge regions shall use the effective factor given by Eq.(6.8). The value of $\cot\phi$ shall be the smallest value given by Eqs.(6.5) through (6.7). The value of β shall be that used for the yield hinge region.

[Commentary]

The deformation capacity of yield hinge is given by assuring both the curvature ductility at the critical section and the shear mechanism. The former one is assured by limit of axial force, preventing buckling of compression steel and appropriate confinement as provided in Chapters 5 and 9. In order to assure the shear mechanism, this design guideline gives the strength margin to concrete compression strut and changes the angle of truss mechanism according to the required deformation. The larger amount of lateral (confinement) reinforcement, required by maintaining either curvature ductility or shear mechanism, are actually arranged in members.

To prevent shear failure at yield hinge region, the effectiveness factor of compressive strength of concrete, v , and compression strut angle in truss mechanism, ϕ , are given as the function of required rotational angle at hinge region, R_p , by Eqs. 6.8 and 6.9. Figures C6.5 and C6.6 show the relationships of $\cot\phi$ and R_p , and of v and R_p , respectively. These relationships are based upon the concept that compression strut angle in truss mechanism, ϕ , increases up to 45 degree due to the loss of aggregate interlocking in post yield range, and final shear failure of member subjected to bending-shear forces would occur by crushing the concrete compression strut [Ref. 6.46]. In practical design, some strength margin against the design shear force of hinge region are indirectly given to shear reinforcement and concrete compression strut according to the required rotational angle, R_p .

Design method for ductile members described in this chapter gives different amount of shear reinforcement for hinge region and outside hinge region in a member, respectively. As illustrated in Fig. C6.11', the angle of concrete strut of truss mechanism, ϕ , changes gradually in a transition zone from hinge region to outside hinge region (Zone BCGF in Fig. C6.11'). However, it should be

noticed that maximum compressive stress in concrete would occur at point C in Fig. C6.11' because higher lateral stress by shear reinforcement in hinge region and lower inclination of concrete strut in outside hinge region. Therefore, in the calculation of β in Eq. 6.3 (β is a coefficient indicating the level of compressive stress in concrete due to truss mechanism), $p_w \sigma_{wy}$ in hinge region and $\cot \phi$ in outside hinge region should be used. The combinations of each coefficient to be used in the design are summarized in Table C6.4.

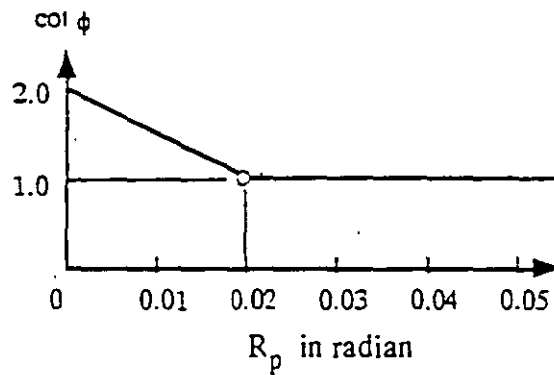


Fig. C6.10 Relationship between the guaranteed hinge rotation R_p and $\cot \phi$.

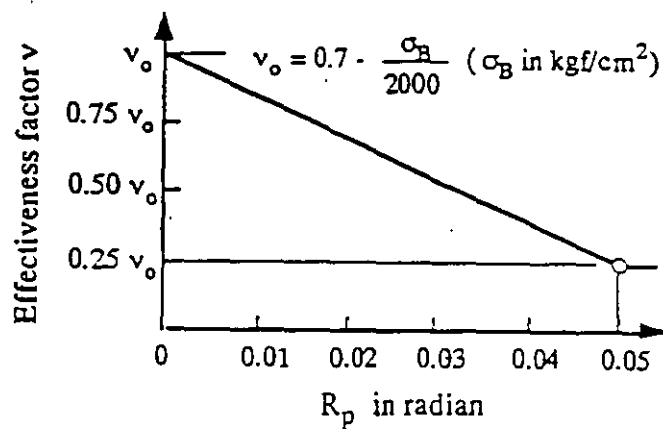


Fig. C6.11 Relationship between the guaranteed hinge rotation R_p and v .

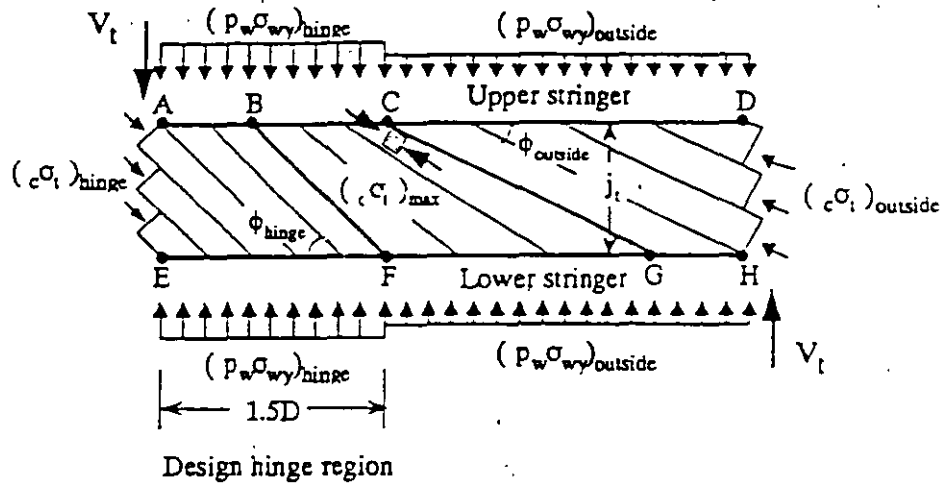


Fig. C6.11' Truss mechanism of a ductile member.

TABLE C6.4 VALUES OF v , $\cot\phi$ AND β USED IN THE DESIGN OF DUCTILE MEMBERS

Region	v	$\cot\phi$ in Eq. 6.1	β
Hinge region	$0 < R_p \leq 0.05$	Smallest one of $\cot\phi = 2 - 50R_p$ $R_p \leq 0.02$ $= 1$ $0.02 < R_p$ $\cot\phi = j_t / (D \tan\theta)$ $\cot\phi = \sqrt{v \sigma_B / (p_w \sigma_{wy})} - 1$	$\beta = (\cot^2\phi + 1) p_w \sigma_{wy} / v \sigma_B$ where $\cot\phi$ is the smallest one of $\cot\phi = 2$ $\cot\phi = j_t / (D \tan\theta)$ $\cot\phi = \sqrt{v \sigma_B / (p_w \sigma_{wy})} - 1$
	$0.05 < R_p$		
	$v = 0.25 v_0$		
Outside hinge region	ditto	Smallest one of $\cot\phi = 2$ $\cot\phi = j_t / (D \tan\theta)$ $\cot\phi = \sqrt{v \sigma_B / (p_w \sigma_{wy})} - 1$	ditto

p_w : shear reinforcement ratio in the hinge region

Note : Different amount of shear reinforcement are arranged in the hinge region and in the region outside the hinge region.

Correlation between test data [Refs. 6.29–6.34] and predicted results are shown in Fig. C6.12. Specimens which showed bond splitting failures are excluded. Vertical axis indicates experimentally observed member rotation angle at ultimate state and horizontal axis indicates theoretically predicted available member rotation angle. Ultimate angle of specimens are defined as the angle at 80% strength after peak load on experimentally observed load-deformation diagram. Calculated member rotation angle is obtained by adding the contribution of predicted hinge rotation R_p and the member rotation angle at yielding defined in [Ref. 6.49]. Ductility capacity might be predicted by the method described in this section except for members subjected to extremely large axial force. Equations 6.8 and 6.9 assure the rotation at yield hinge, so that length of hinge region and deformation other than of hinge region are necessary to get member's drift. From the point of conservative judgement, the rotation at yield hinge, R_p , could be used for member's drift.

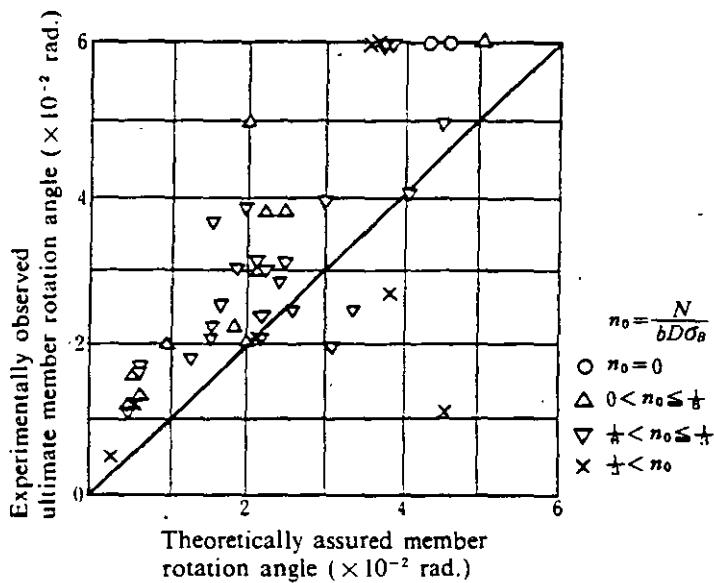


Fig. C6.12 Verification results of ductility.

On the other hand, shear design of ductile member can be conducted by using v and $\cot\phi$ given for hinge region in Table C6.4 regardless of hinge and outside hinge region. This gives uniform shear reinforcement across the member. In this case, the compressive stress in concrete due to truss mechanism becomes smaller and compressive stress in concrete due to arch mechanism becomes higher than those in the design method according to Table C6.4, and it results smaller amount of shear reinforcement in hinge region and larger amount of shear reinforcement in outside hinge region.

6.3.4 Inclined Shear Reinforcement

When the inclined shear reinforcement is used, the shear given by Eq.(6.10) may be added to the shear strength.

$$V_x = A_x \sigma_{xy} \sin \theta_x \quad (6.10)$$

where

A_x : sectional area of inclined reinforcement;

σ_{xy} : yield strength of inclined reinforcement; and

θ_x : angle between inclined reinforcement and member axis.

Area A_x may include both tension and compression reinforcement if the inclined reinforcement is placed diagonally across the member, otherwise, the area of inclined reinforcement in tension shall be used.

[Commentary]

Inclined shear reinforcement in yield hinge region shown in Fig.6.9(a) have been used as a bent reinforcement, and they can carry the shear force by the shear component of their tension forces. Shear force given by Eq. 6.10 would be added to the shear strength given by Eq. 6.1. Such a inclined shear reinforcement is effective on the case that the inelastic tensile strain of longitudinal reinforcement is accumulated due to many cyclic bending action, and then sliding shear failure occurs due to full crack opening at beam critical section. The inclined angle to member axis, however, should be ranged from 30 to 45 degree. Safety check for bearing stress of concrete inside the bent corner, and the contribution of inclined reinforcement on the flexural strength at yield hinge should be considered as well as providing enough embedment length.

The so-called X-shaped reinforcement arranged diagonally across the members as shown in Fig.6.9(b) are known to be effective on shear strength, experimentally and theoretically [Refs. 6.35–6.38]: Steel areas of both tension and compression might be countable as the steel areas used in Eq. 6.10. This X-shaped reinforcement could contribute to flexural strength as well as to shear strength. And X-shaped reinforcement does not need bond mechanism for its shear resisting mechanism, then check for bond strength might be done to the residual parallel flexural reinforcements. It is possible to avoid bond splitting failure using this X-shaped reinforcement. The X-shaped reinforcement could change the failure mode of the member with itself from shear failure including bond splitting failure to flexure failure under any conditions, and make even the members subjected to large bending moment and shear very ductile. Details are described in Refs. 6.35 to 6.38.

The members with inclined reinforcement should be designed as stirrups or hoops carry a part of shear force. The ratio of shear force carried by stirrup or hoops should be determined carefully according to previous test data and research, and shear force carried by inclined reinforcement should not be overestimated. In the New Zealand code [Ref. 6.48], it is recommended that stirrups or hoops should carry at least one-third of total shear force.

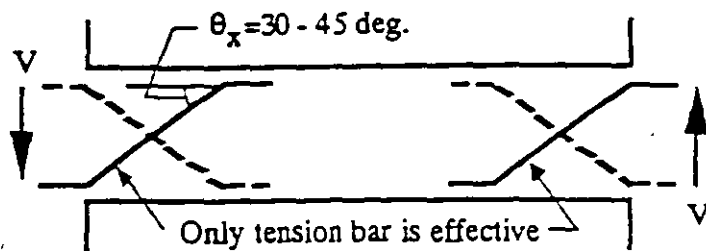


Fig. C6.14 X-shaped reinforcement in the hinge regions.

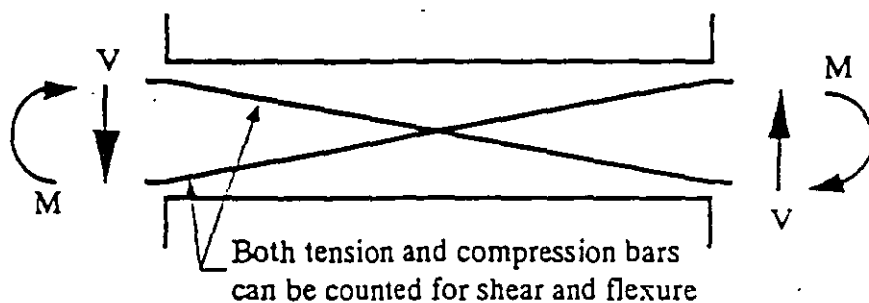


Fig. C6.15 X-shaped reinforcement placed diagonally across a member.

6.3.5 Minimum Amount of Lateral Reinforcement

Minimum shear reinforcement ratio shall be 0.2 percent in all beams and columns.

6.4 Shear Strength of Walls

6.4.1 Strength Equation

Reliable shear strength V_u at each story of a wall shall be calculated by Eq.(6.11). When $p_s \sigma_{sy}$ is greater than $v \sigma_B / 2$, $p_s \sigma_{sy}$ shall be $v \sigma_B / 2$.

$$V_u = t_w l_{wb} p_s \sigma_{sy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} v \sigma_B / 2 \quad (6.11)$$

where

$$\tan \theta = [\sqrt{(h_w / l_{wa})^2 + 1} - h_w / l_{wa}] \quad (6.12)$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) p_s \sigma_{sy} / (v \sigma_B) \quad (6.13)$$

t_w : thickness of the wall panel;
 h_w : height of the wall, which may be taken as the inter-story height;
 l_{wb} : equivalent width of the wall panel in the truss mechanism (see Clause 6.4.2);
 l_{wa} : equivalent width of the wall panel in the arch mechanism (see Clause 6.4.2);
 σ_B : compressive strength of concrete;
 σ_{sy} : strength of shear reinforcement within the wall panel not greater than 4000 kgf/cm²;
 p_s : shear reinforcement ratio within the wall panel;
 v : effectiveness factor for the compressive strength of concrete: and
 ϕ : angle of the compressive the strut in truss mechanism, and $\cot\phi = 1.0$.

[Commentary]

(1) Planned yield hinge mechanism

The provisions in this section should apply for the design of shear wall that carries lateral force. Failure mode of shear wall should be flexure with yield hinge at the bottom end, and the design of shear wall should follow the next provisions to prevent shear failure. Failure mode of lifting-up of a foundation might be allowed if shear wall has enough strength margin against shear failure.

The yielding mode of lifting-up of a foundation is thought to be also ductile for a shear wall as well as flexural yielding of a wall. Flexural yielding of foundation beams, instead of flexural yielding at the bottom end of the shear wall, would be desirable if possible, because there would be little damage on shear wall. Of course, ductility of foundation beam and foundation itself are required instead of that of shear wall, especially soil and piles in compression side should be designed carefully to assure enough strength and ductility. Shear force of wall with pile foundation has a possibility to become larger than that calculated at assurance design stage due to the undetermined pulling out strength of piles. In the case that lifting-up mechanism carries a large part of the horizontal shear capacity, there is a room to be discussed about the design shear coefficient, if the design shear coefficient is the same as that in the case of flexural yield, because lifting-up mechanism dissipate few energy. As for lifting-up mechanism, there are many problems to be made clear to get design criteria.

(2) Design shear

Design shear would be obtained, according to Chapter 4, based on the shear force at yield mechanism with the overstrength of yield hinges and magnified by the dynamic amplification factor. In calculation of design shear force for shear wall, following points should be taken care adding on the "Commentary" in Chapter 4.

- i) Static shear is affected by not only the overstrength of shear wall, boundary beams and transverse beams, but also the overstrength of beams in other part of a structure. It is necessary to analyze the total structure considering shear transfer through floor system, i e., it is not enough to analyze only a part including shear wall.

ii) When lifting-up mechanism is assured, the upper strength of foundation and foundation beams directly affect on the strength of this mechanism, however, the overstrength of pulling out of piles could not be estimated exactly, then it is required to set enough safety margin to their strength. At the present time, it is conservative and desirable to designate the force at flexural yielding of shear wall or the strength at tensile yielding of vertical reinforcement in the piles as the design shear.

iii) The additional story shear force due to the dynamic effect has a tendency to be carried mostly by shear wall, and then it is conservative and desirable to assume all additional story shear would be carried by shear wall. Vertical and horizontal reinforcement in a shear wall would be arranged basically equally, then adequate reinforcing arrangement is necessary before the calculation of design shear force for the assurance design, because flexural strength of wall is also affected by vertical reinforcement. The design shear force for shear wall (except for cantilever type wall) is not proportional to flexural strength, so that a larger amount of vertical reinforcement than that required in the design does not matter at many cases. But in the severe design case for shear, it is necessary to assure reasonable reinforcing arrangement according to design demand. If strength of shear wall would be short, it is desirable to make wall panel thicker or to use inclined reinforcement instead of increasing shear reinforcement in wall panel.

(3) Equation for shear strength

Equation for shear strength of shear wall is derived based on the same concept [Refs. 6.50, 6.51], plastic theory, as used for shear strength of beams and columns, where shear force is transferred by truss and arch mechanisms, and the strength of vertical steels is assumed to be infinite. Shear design of shear wall might be done by each story. The differences from the equations for beams and columns are following:

- i) Strength of shear reinforcement should not be greater than $4,000\text{kgf/cm}^2$, because there are no test data using high strength shear reinforcement for verification of this equation.
- ii) Angle in truss mechanism takes better one which is determined in A-method ($\cot\phi \leq 2.0$) or B-method ($\cot\phi = 1.0$) to get a good correlation with test data.
- iii) Effectiveness factor for compressive strength of concrete that assures deformation capacity is newly given considering test data.
- iv) Area of boundary column is taken into account as the equivalent length of wall in arch mechanism.
- v) The method assuring the shear transfer between stories is provided in order to conduct shear design of wall by each story.

Ninety-nine shear wall test specimens in eight test series satisfying next conditions are selected for verification [Refs. 6.52–6.65]:

- (1) cyclic loading test;
- (2) test in series with some particular parameters;
- (3) test specimens with boundary columns; and
- (4) test specimens with more than one-third of full scale.

In those tests, compressive strength of concrete and yield strength of reinforcing steel were ranged from 200 to 400 kgf/cm² and 3000 to 4500 kgf/cm², respectively. Test specimens are summarized in Table C6.5. As for the angle, ϕ , in truss mechanism, B-method, $\cot\phi=1.0$ constantly, could predict test data better than A-method, $\cot\phi=1.0\sim 2.0$. Then $\cot\phi=1.0$ is adopted in shear design of a shear wall.

TABLE C6.5 SELECTED SPECIMENS FOR VERIFICATION

Test series	Reference	Number of specimen	Characteristics and parameters	Mark
1	6.52, 6.53	5	Lateral confinement of boundary column	○
2	6.54, 6.55	6	Variation of shear span ratio and wall thickness	.
	6.56	4	High axial load	●
3	6.57	34	Heavy wall reinforcement ratio	□
4	6.58	16	Axial load level and Shear span ratio	■
5	6.59, 6.60	5	Large shear span ratio	△
6	6.61	7	Small shear span ratio	+
7	6.62, 6.63, 6.64	20	Wall reinforcement ratio	▲
8	6.65	2	Shear span ratio	⊕

6.4.2 Equivalent Wall Widths

Calculation of the shear strength for a wall can use the equivalent wall widths including the effective length due to confinement by the boundary column as defined in Eqs.(6.14) and (6.15).

$$l_{wa} = l'_w + D_c + \Delta l_{wa} \quad (6.14)$$

$$l_{wb} = l'_w + D_c + \Delta l_{wb} \quad (6.15)$$

where

l'_w : clear span of the wall panel;

D_c : width of the boundary column;

Δl_{wa} : increment of the wall width given by Eq.(6.16); and

Δl_{wb} : increment of the wall width given by Eq.(6.17).

$$\begin{aligned} \Delta l_{wa} &= A_{ce}/t_w & \text{for } A_{ce} \leq t_w D_c \\ &= (D_c + \sqrt{A_{ce} D_c / t_w})/2 & \text{for } A_{ce} > t_w D_c \end{aligned} \quad (6.16)$$

$$\begin{aligned} \Delta l_{wb} &= A_{ce}/t_w & \text{for } A_{ce} \leq t_w D_c \\ &= D_c & \text{for } A_{ce} > t_w D_c \end{aligned} \quad (6.17)$$

where

A_{ce} : effective area of the boundary column given by Eq.(6.18) not greater than $3t_w D_c$.

$$A_{ce} = A_c - N_{cc} / \sigma_B \quad (6.18)$$

where

A_c : sectional area of the compressive side boundary column; and

N_{cc} : axial load of the compressive side boundary column in the yield mechanism assuring design.

[Commentary]

It is made sure by also experiment that the area of boundary columns contribute the shear strength of a wall. Equation used in the current ultimate strength design replaces the total wall area including area of boundary column by equivalent rectangular area, and could predict test results well. But the contribution of boundary column to shear strength of wall could not be explained reasonably or quantitatively. Shear design equation adopted in this design guideline is derived from the research that evaluates the contribution of boundary column to the strength of wall theoretically based on equilibrium condition, and is simplified for a practical design use.

There is a research [Ref. 6.66] in which a virtual increment of wall width due to a existing of boundary column, where the angle of arch mechanism changes and shear strength of wall increases, can be estimated roughly by the equilibrium condition with flexural strength of boundary column. As shown in Fig. C6.16, a width of wall for arch mechanism extended from boundary column (Δl_c : the distance from the center of boundary column) is given by Eq. C6.13 assuming that the flexural strength of boundary column, M_{cu} , is equal to the moment about centroid of column at it's bottom produced by diagonal compression force within a width of Δl_c .

$$\Delta l_c = \frac{\sqrt{\frac{2M_{cu}}{v\sigma_B t_w (1-\beta)}}}{\cos\beta} \quad (\text{Eq. C6.13})$$

Flexural strength of boundary column is simply obtained as Eq. C6.14 ignoring the axial force effects.

$$M_{cu} = 0.8 p_t \sigma_y A_{cc} D_c \quad (\text{Eq. C6.14})$$

where A_{cc} , p_t , σ_y designate an effective area of the boundary column given by Eq. 6.17 (excluding concrete area resisting to column axial force), the tensile steel ratio to A_{cc} , and the tensile strength of steel bars, respectively.

Statistics on another unknown values are assumed to satisfy Eq. C6.15:

$$\frac{1.6 p_t \sigma_y}{v \sigma_B (1-\beta) \cos^2 \theta} = \frac{1}{4} \quad (\text{Eq. C6.15})$$

Equation C6.16 will be obtained.

$$\Delta l_c = \frac{\sqrt{\frac{A_{cc} D_c}{t_w}}}{2} \quad (\text{Eq. C6.16})$$

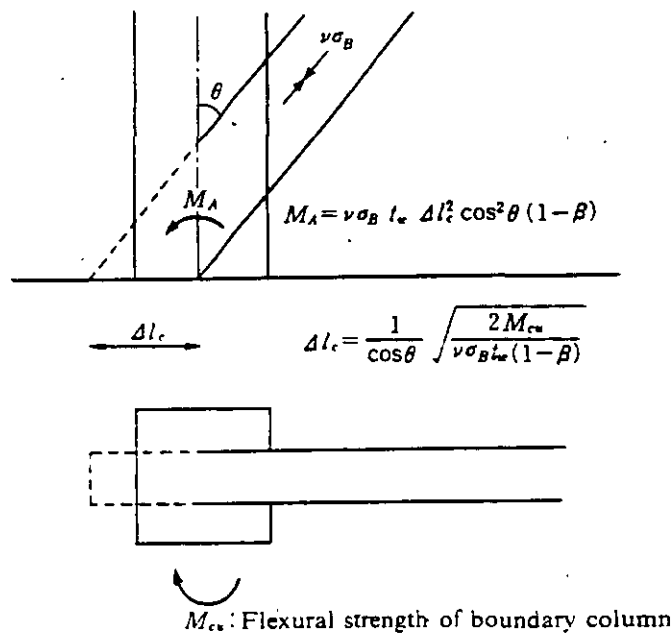


Fig. C6.16 Increment of the wall width due to confinement of a boundary column.

This simplification is considered to get $\Delta l_c = D_c/2$ at $A_{cc} = t_w D_c$. Equation C6.16 could give conservative results because the contribution of axial force to column flexural strength is ignored in Eq. C6.14. In tension side, the effect of boundary column should not be considered, and the effective area for arch mechanism should be up to the end of boundary column and equations 6.14 and 6.15 are obtained. Here, area of A_{cc} is limited up to $3 t_w D_c$ considering many combination of wall thickness and shape of boundary column. And concrete area required for resisting compressive force, N_{cc} , induced to boundary column due to wall axial load (dead load+live load) and bending moment

(earthquake load) acting at the top of wall in that story should not be included in A_{cc} . The compressive force, N_{cc} , adding half of wall axial load, $N_w/2$, to axial loads, M_T/l_w , due to bending moment is described as Eq. C6.17. The value, N_{cc} , obtained from Eq. C6.17 is not always conservative.

$$N_{cc} = N_w/2 + M_T/l_w \quad (\text{Eq. C6.17})$$

where

N_w : axial load for the yield mechanism assuring design;

M_t : assuring design moment at the top of a wall in each story; and

l_w : distance between boundary columns, and $0.7 l_w$ gives a conservative result.

Figure C6.17 shows the correlation between shear strength predicted by the design equation in this section and test results. Y axis indicates the experimentally obtained maximum strength normalized by theoretical flexural strength of wall. X axis indicates predicted shear strength and also normalized by theoretical flexural strength. Almost all test results are higher than predicted results, except three specimens (solid triangles). One of these three specimens was reported to failed at its loading beam. Other two specimens would be seemed to have the same problems. In the calculation of flexural strength, the flexural strength are calculated on the distance of on-center in forces defined by rectangular concrete stress block in compression side and yielding of all tensile steels in boundary column and vertical steels in wall panel. For simplification, compressive concrete stress block is assumed to be within a boundary column, and the effect of compression steel is ignored.

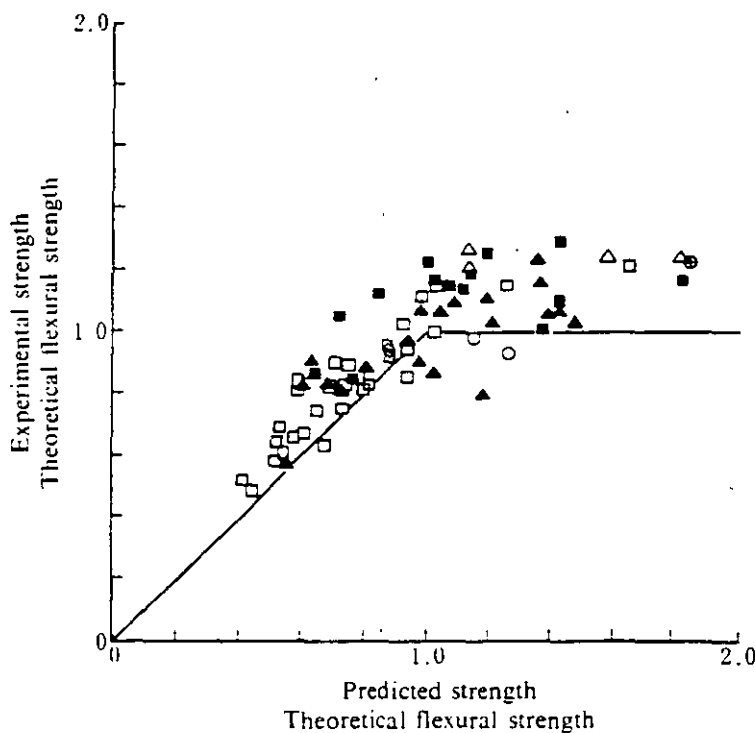


Fig. C6.17 Verification of the design equation for a non-hinge region.

6.4.3 Coefficient for Non-yield Hinge Regions

Calculation of the shear strength in non-yield hinge regions, defined in Clause 9.2.3, shall use the effectiveness factor for compressive strength of concrete given by Eq.(6.4).

[Commentary]

Effectiveness factor, v , for compressive strength of concrete would be given by the same equation used as beams and columns. As same in the design for beams and column, it is good to reduce the effectiveness factor in order to get good predictions in the case of using high strength concrete.

6.4.4 Coefficients for Yield Hinge Regions

Calculation of the shear strength in yield hinge regions shall use the effectiveness factor v for compressive strength of concrete given in Eq.(6.19).

$$v = \begin{cases} v_0 & \text{for } R_u < 0.005 \\ (1.2 - 40R_u) v_0 & \text{for } 0.005 \leq R_u < 0.02 \\ 0.4v_0 & \text{for } 0.02 \leq R_u \end{cases} \quad (6.19)$$

where R_u denotes the assuring rotational angle of the wall.

[Commentary]

Effectiveness factor for compressive strength of concrete in yield hinge region specified in clause 9.2.3 is given differently from in non-hinge region, in order to assure the deformation capacity in hinge region more than required deformation capacity. The procedure to determine the effectiveness factor for compressive strength of concrete is described below.

Effectiveness factor of concrete strength, v_m , necessary to get the same calculated shear strength based upon inelastic theory as the flexural strength is discussed about the relationship with deformation capacity (ultimate deformation). That is, the concrete stress due to truss and arch mechanism at theoretical flexural strength of walls, σ_c , is theoretically calculated and then v_m is obtained by $v_m = \sigma_c / \sigma_B$. The relation between the ratio of v_m to v_0 (effectiveness factor of concrete compressive strength used for non-hinge region) and ultimate drift of test specimens, R_u , is shown in Fig. C6.19. Good deformation capacity is expected in the range of small of v_m/v_0 , even if the plotted points are scattering. The boundary value could be set as shown in Fig. C6.19. The expected deformation capacity can be assured by performing shear design by using the lowest effectiveness factor corresponding to that deformation.

For the verification, 49 specimens among 99 specimens listed in Table C.6.5 were selected which showed ultimate drift angle of more than 1%. Ultimate deformation is defined as the point at 80% of maximum strength on their envelope of load-deformation diagram. When ultimate deformation is determined under cyclic loading path within the same drift, the envelope of load-deformation diagram extrapolated by connecting the maximum strength point to the drift of 1/50 are assumed. As for the test specimens modeling multi story shear wall, the first story drift is referred. The relation between the ratio of v_m to v_0 , effectiveness factor of concrete compressive strength used in the discussion of shear strength, and ultimate drift, R_u , is shown in Fig. C6.19. Good deformation capacity is expected in the range of small of v_m/v_0 , even if the plotted points are scattering. The boundary value could be set as shown in Fig. C6.19. The expected deformation capacity can be assured by performing shear design by using the lowest effective factor corresponding to that deformation.

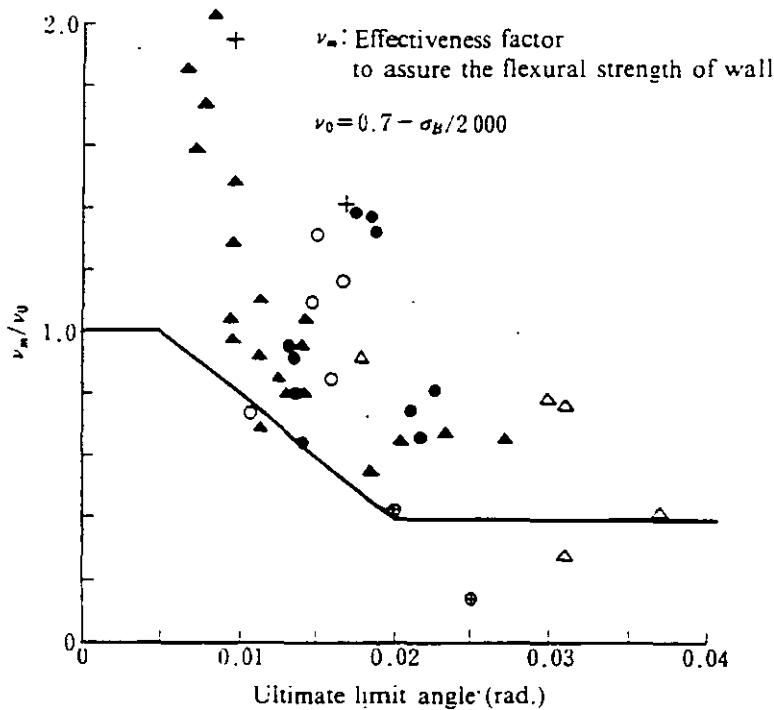


Fig. C6.19 Effectiveness factor of concrete, v_m , and deformation capacity.

In the design of shear wall in a wall-frame structure, the point is how to assure the strength and ductility in lower stories (hinge regions). Because the required shear strength in the upper story (non hinge region) may be easily assured. The current design method does not distinguish the difference between hinge and non-hinge region, however, in this design guideline, design for hinge regions is dominant. In hinge region, effectiveness factor ($v=0.7v_0$) is used for design in order to assure a deformation capacity ($R_u=1/75$), and then shear strength (potential shear strength) in hinge region calculated by using the reduced effectiveness factor ($0.7v_0$) against design force is higher than that calculated in the discussion of shear strength, where v is equal to v_0 . The ratio of strength calculated by using $v=0.7v_0$ to test results is shown in Fig. C6.20. Test results always shows higher values than calculated strength. This means hinge region has enough safety margin to shear strength.

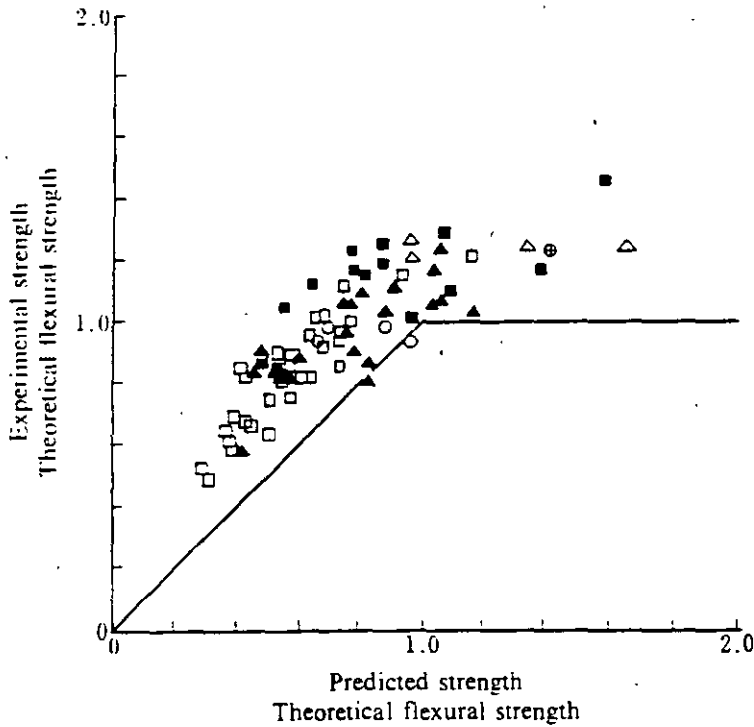


Fig. C6.20 Predicted shear strength using the reduced effectiveness factor ($v=0.7v_0$) for a hinge region.

ACI318-83 code specifies the upper limit of shear strength of wall to be $10\sqrt{f'_c}bd$ (psi), that is equal to $0.174f'_c b d = 0.217f'_c b_w l_w$ ($d=0.8l_w$) at concrete strength $f'_c = 240 \text{ kgf/cm}^2$. And there is a research which recommends that nominal shear strength is less than $0.25f'_c t_w l_w$ (l_w : on-center distance of boundary columns) in order to assure the ductility after flexural yield. These upper bound limit are determined from experimental data.

The upper bound limit strength of shear wall calculated by the strength equation described in this section could be defined as the maximum strength at the time when the diagonal compressive stress of concrete in truss mechanism reaches the effective compressive strength of concrete (all of shear is carried by truss mechanism). That is, increasing the amount of shear reinforcement makes force carried by arch mechanism decreasing to zero ($\beta=1$), and maximum force carried by truss mechanism becomes $t_w l_w b v \sigma_B / 2$. When σ_B is equal to 240 kgf/cm^2 , this limit strength is $0.29 \sigma_B t_w l_w b$ for non-hinge region and $0.20 \sigma_B t_w l_w b$ for hinge region, and these correspond to the recommendation in ACI code.

6.4.5 Inclined Shear Reinforcement

When inclined shear reinforcement is used in a wall panel, the shear V_{wx} given by Eq.(6.20) may be added to the shear strength of Eq.(6.11):

$$V_{wx} = A_{wx} \sigma_{wxy} \sin \theta_{xw} \quad (6.20)$$

where

A_{wx} : cross sectional area of the inclined reinforcement;

σ_{wxy} : yield strength of the inclined reinforcement; and

θ_{wx} : angle between the inclined reinforcement and wall axis.

[Commentary]

In Eq. 6.20, both tension and compression side wall reinforcement may be take into account. In some experiments, theoretically calculated shear strength of walls, using Eq. 6.20 has higher safety margin to experimentally observed strength than that of walls with shear reinforcement normally arranged, vertically and horizontally. Therefore, it is not overestimated that inclined reinforcement; both tension and compression side, are effective on shear strength. There is some doubts about the quantity of effectiveness for inclined reinforcement, however, this is good for ductility as well as strength, then all area of inclined reinforcement might be countable to the shear strength. There are two methods of the arrangement of inclined reinforcement, one is distributed method like as normal arrangement of steel in a wall, and the other is concentrated method like as diagonal reinforcement. Both methods are acceptable, and have no problems. Steel area used in calculation, however, should be appropriately defined as horizontal force components of inclined reinforcement corresponds to increment of shear strength. The wall specimen with concentrated inclined reinforcement with hoops in wall panel, whose shape is just like as a wall panel with diagonal column section, escapes an evident compression failure at the wall panel under large deformation situation ($R=1/50$) and small shear-span ratio ($M/VD=0.5$), and shows extremely excellent deformation capacity. This detail of inclined reinforcement is desirable for hinge region subjected to large shear force.

6.4.6 Transfer of Shear between Stories

Shear carried by the arch mechanism of a story, except for a part of it transferred directly to the immediately lower story by the arch action, shall be resisted by the tensile action in beams or by the truss mechanism in the immediately lower story.

[Commentary]

Multi-story shear wall could be designed by each story by story in this design procedure. shear force in a story should be transferred to the immediately lower story satisfying the equilibrium of forces. Shear carried by arch mechanism of a story, except for the part transferred directly to the immediately lower story by arch action, should be resisted by tension in beams or by truss mechanism in the immediately lower story. Practical design procedure is as following (see Fig. C6.21), where dashed symbol denotes variables on the upper story, and simple symbol on the lower story, for example, V' indicates design shear for upper story wall and V indicates design shear for lower story wall.

Shear carried by arch mechanism in lower story, V_a :

$$V_a = \tan\theta(1-\beta)t_w l_{wa} v \sigma_B / 2 \quad (\text{Eq. C6.18})$$

and the part of shear transferred directly from the upper story to the lower story by arch action, V_{al} , is generally presented by Eq. C6.19 (transferred through overlapping area of arch struts in upper and lower stories).

$$V_{al} = V_a(1-\lambda \tan\theta - \lambda' \tan\theta') / (1-\lambda \tan\theta) \quad (\text{Eq. C6.19})$$

where $\lambda = h_w / l_{wa}$ and $\lambda' = h'_w / l'_{wa}$. If h_w is equal to h'_w and l_{wa} is equal to l'_{wa} , Eq. C6.20 will be derived.

$$V_{al} = V_a \tan\theta / (\tan\theta + \lambda) \quad (\text{Eq. C6.20})$$

If the story height is different, it is safety judgement to use the greater story height.

Equation C6.21 shows shear carried by truss mechanism in the upper story.

$$V'_t = \cot\phi t'_w l'_{wb} p'_s \sigma'_{sy} \quad (\text{Eq. C6.21})$$

Exceeded shear that should be resisted by tension in beam is obtained by Eq. C6.22.

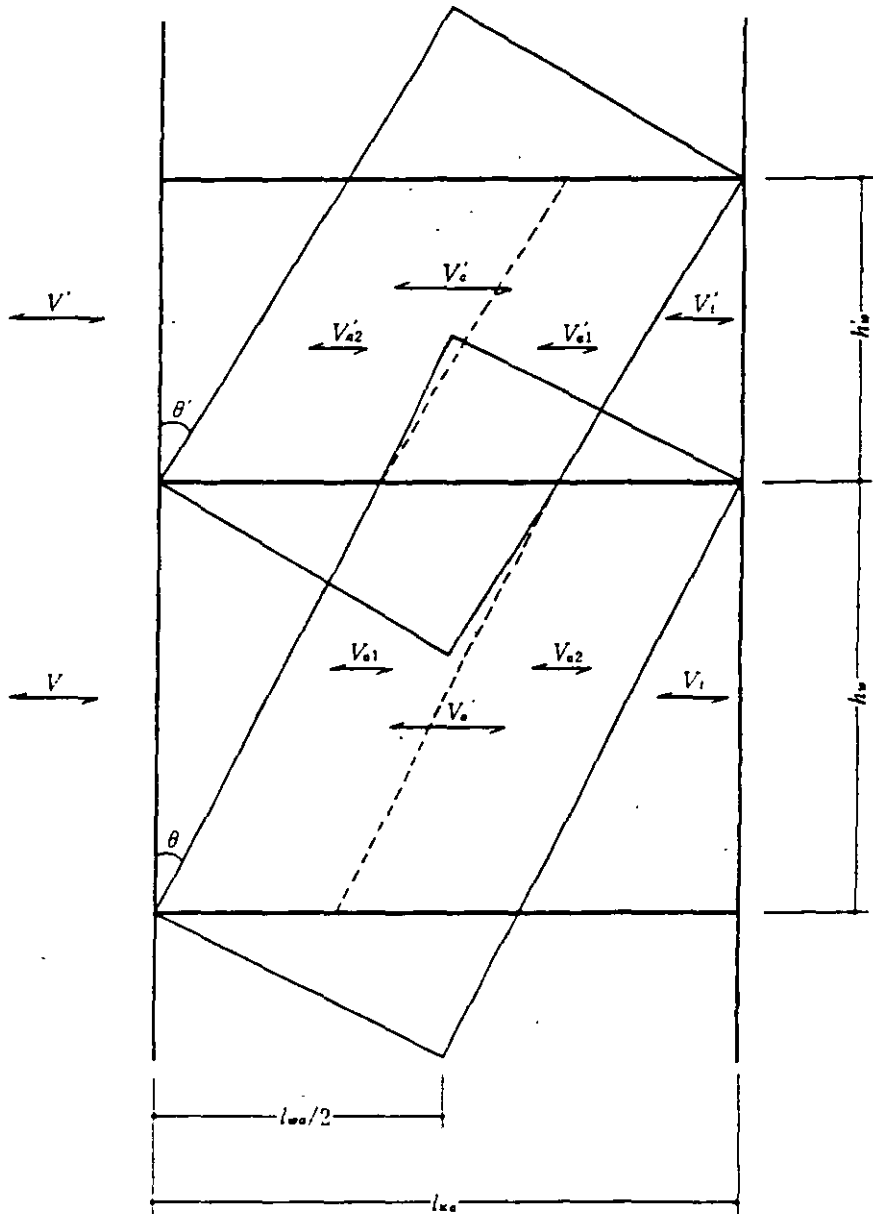
$$\Delta V = V' - (V'_t + V_{al}) \quad (\text{Eq. C6.22})$$

Tensile strength of beam, $T (= a_g \sigma_y, a_g: \text{total area of axial steels}, \sigma_y: \text{strength of steel})$, should be greater than or equal to ΔV .

$$T \geq \Delta V \quad (\text{Eq. C6.23})$$

This procedure is assumed that the value of β in both lower and upper stories are always the same, and this assumption would give conservative results, because β of the lower story is always small. The reason why strength equation based on $\cot\phi=1.0$ gives good prediction to test results is thought that there are few test specimens which is good to verify the case of large value of $\cot\phi$. The

angle in truss mechanism should be discussed from now, because the assumption of $\cot\phi$ of less than 2.0 at strength equation does not always give an unsafe result.



- V : design shear
- V_u : shear strength
- V_a : shear provided by the arch mechanism
- V_i : shear provided by the truss mechanism
- V_{a1} : shear transferred directly to the lower story through the arch strut
- V_{a2} : $V_a - V_{a1}$

Fig. C6.21 Interstory shear transfer.

6.4.7 Minimum Amount of Shear Reinforcement

Shear reinforcement ratio in a wall panel shall be not less than 0.0025. Shear reinforcement ratio of the boundary columns shall be not less than 0.003 in a yield hinge region.

[Commentary]

(1) Confinement of boundary column

Bottom end of boundary column in shear wall designed to yield in flexure, no matter how tall wall is, is subjected to large axial and shear forces. This design guideline specifies the details of steel arrangement of boundary column according to its axial stress level assuming that the axial force due to bending moment at flexural yield strength of wall is resisted by the confined boundary column. But required amount of the confinement also depends on design shear level of wall, required deformation, and required seismic performance as a column in another direction. There is no reasonable way to take all these factors at present time.

Confinement at only the bottom part of boundary column is good, and the amount of steel in this part is very small to that used in the total building, then it is desirable to reinforce the part subjected to large axial force as much as possible. It is recommended, not based on theory but on experiment, that volumetric ratio of lateral reinforcement to confinement zone is roughly more than 0.6%, 1.2%, and 1.8% for the ratio of axial force to compressive strength of less than 0.3, from 0.3 to 0.6, and more than 0.6, respectively. The effect of confinement depends on a spacing of lateral reinforcement, then it is recommended its spacing of less than 30cm and less than 20cm for the part under high axial force [see Section 9.3].

(2) Structural requirements

Wall thickness should be more than 15cm and more than 1/30 of clear height of wall panel. Shear reinforcement ratio in wall panel should be more than 0.0025 in each orthogonal direction. Shear reinforcement should be arranged in double in case of wall thickness of more than 20cm, and its nominal size should be more than D10 (10 mm in diameter deformed bar), and its spacing in front area should be less than 30cm, but in case of alternative arrangement of steel its spacing in one side is less than 45cm.

(3) Opening position, strength of wall with opening and reinforcement for opening

Having a opening in wall at non-hinge region has no problems if enough shear strength is provided. Even at hinge region, wall with openings, which locate at other than critical part and are enough reinforced to prevent shear failure, could behave like as a solid wall. Shear strength of wall with opening can not be easily estimated because it relates to the reinforcing method for opening. However, the strength calculated by "AIJ Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structure," in which strength reduction factor concerning on opening ratio, area of opening to are of wall panel is introduced, will predict safely. When the strength equation of this section applies to the wall with opening assuming that the wall consists of two walls divided at the opening, height of wall in the equation is very difficult to be fixed, that is clear height of opening gives unsafe prediction and

clear height of wall panel gives too much safety prediction. There is no simple and good way for this problem.

As for reinforcement arrangement around the opening, there are some special effective details such as X-shaped reinforcement in walls aside to opening, but these method is verified by only experiment and has not yet generally established as design method.

6.5 Design for Bond

6.5.1 Design Bond Stress

Design bond stress shall be calculated by Eq.(6.21). For a member without planned yield hinges or with an planned yield hinge at the one end, the design bond stress can be given by the smaller value between those calculated by Eqs.(6.21) and (6.22).

$$\tau_f = \frac{d_b \Delta\sigma}{4(L-d)} \quad (6.21)$$

$$\tau_t = \frac{b p_{wt} \sigma_{wy} \cot\phi}{\Sigma\psi} \quad (6.22)$$

where

$\Delta\sigma$: stress difference of a longitudinal reinforcement between two ends of a member in the yield mechanism assuring design, which equals $2\sigma_{yu}$ for a member with the planned yield hinges at both ends, equals $(\sigma_{yu} + \sigma_y)$ for a member with a planned yield hinge at the one end, and equals $2\sigma_y$ for a member without the yield hinges at both ends;

d_b : diameter of the longitudinal reinforcement;

$\Sigma\psi$: total perimeter of the longitudinal reinforcement;

L: clear span;

b: width of the member section;

d: effective depth of the member section;

p_{wt} : required shear reinforcement ratio at the middle part of member;

σ_{wy} : yield strength of shear reinforcement at the middle part of member; and

ϕ : angle of the compressive strut of the truss mechanism at the middle part of member.

6.5.2 Bond Strength

Bond strength along the longitudinal reinforcement of columns and beams shall be calculated by Eq.(6.23). The bond strength for the top reinforcement of a beam shall be reduced to 0.8 times the value given by Eq.(6.23):

$$\tau_{bu} = \left(1.2 + \frac{5p_w' b}{d_b}\right) \sqrt{\sigma_B} \quad (6.23)$$

where p_w' : shear reinforcement ratio of the peripheral shear reinforcement.

[Commentary]

Much amount of flexural reinforcement in beams and columns might cause bond splitting failure along flexural re-bars and lead to brittle failure, that should be prevented. To assure the bond action for flexure mechanism [Refs. 6.18, 6.40–6.42] and for truss mechanism [Ref. 6.43] are proposed as the methods to prevent bond failure. Design method in this design guideline is the combination of above two methods, that is, design bond stress according to flexure mechanism or truss mechanism should not be greater than bond strength. Bond design is conducted for longitudinal flexural re-bars arranged at extreme edge layers.

Design for bond provided in this section is simplified for practical design use based on conservative assumption. Accurate design for bond might be conducted as described below.

(1) Design for a member without yield hinges or with a yield hinge at one end

In order to prevent bond splitting failure, one of bond stresses due to flexure, τ_f , or due to truss action, τ_t , should be less than bond strength, τ_{bu} .

Bond stress due to flexure, τ_f , is defined as that produced by the steel stress difference between both ends of a member. These steel stresses would be obtained from flexural analysis at each end section. The τ_f is given by Eq. C6.26 considering inclined crack or yield hinge in tension side of a member. $\Delta\sigma$ is a stress difference between both ends of a member. On a safety assumption, stresses of both steels in compression and tension of a member without intended yield hinges take their reliable strength, σ_y . Then $\Delta\sigma$ takes $2\sigma_y$. As for a member with an intended yield hinge at one end, steel stress in tension takes its upper bound strength, σ_{yu} , and steel stress in compression takes its reliable strength, σ_y , and $\Delta\sigma$ takes $\sigma_{yu} + \sigma_y$. It is not sure, however, that steel stress in compression always reaches σ_y , so it is allowed to get and use a working compressive stress of steel, σ_c , instead of σ_y , that would be obtained by flexural analysis using plain remaining plain assumption.

$$\tau_f = \frac{0.25\pi d_b^2 \Delta\sigma}{\pi d_b (L-d)} = \frac{\Delta\sigma d_b}{4(L-d)} \quad (\text{Eq. C6.26})$$

Alternatively, if bond stress required for truss mechanism defined in this design guideline is less than bond strength, equilibrium of truss mechanism is satisfied and then bond splitting failure might be prevented. The bond stress required for truss mechanism is obtained from the equilibrium of forces illustrated in Fig. C6.1 as Eq. C6.27.

$$\tau_t = \frac{V_t}{j_t \Sigma\psi} = \frac{b j_t p_{wt} \sigma_{wy} \cot\phi}{j_t \Sigma\psi} = \frac{b p_{wt} \sigma_{wy} \cot\phi}{\Sigma\psi} \quad (\text{Eq. C6.27})$$

where

V_t : shear carried by the truss mechanism;

p_{wt} : shear reinforcement ratio at the central part of a member, which is not the actual ratio for the part but the amount required to resist the design shear; and

$\Sigma\psi$: total perimeter of the tensile steel bars.

The bond strength, τ_{bu} , would be obtained as following procedure [Ref. 6.44]. The bond stress for upper steel in a beam should be reduced by 0.8.

$$\tau_{bu} = \tau_{co} + \tau_{st} \quad (\text{Eq. C6.28})$$

In Eq. C6.28, τ_{co} presents a contribution of concrete and is given as:

$$\tau_{co} = (0.4b_i + 0.5)\sqrt{\sigma_B} \quad (\text{Eq. C6.29})$$

where b_i represents the coefficient related to the mode of bond failure given by the smaller between b_{ci} and b_{si} .

Values of b_{ci} and b_{si} are given as:

$$b_{ci} = \frac{(2\sqrt{2}d_c - d_b)}{d_b} \quad (\text{Eq. C6.30})$$

$$b_{si} = (b - \Sigma d_b) / \Sigma d_b \quad (\text{Eq. C6.31})$$

where

b_{ci} : coefficient for the corner splitting mode [see.Fig. C6.22];

b_{si} : coefficient for the side splitting mode [see.Fig C6.22] including the face-side splitting mode;

d_c : depth of the cover concrete from the center of the corner steel;

d_b : diameter of the corner steel;

Σd_b : total of diameter of the steel in a layer; and

b : section width of the member.

In Eq. C6.28, τ_{st} presents a contribution of shear reinforcement, and each value for corner splitting mode and for side splitting mode is given by Eqs.C6.32 to C6.34, respectively.

In case of the corner splitting ($b_i = b_{ci} < b_{si}$):

$$\tau_{st} = \frac{50A_w\sqrt{\sigma_B}}{sd_b} \quad (\text{Eq. C6.32})$$

In case of the side splitting ($b_i = b_{si} < b_{ci}$) with condition $N_t/2 \geq N_u$:

$$\tau_{st} = \frac{(20/N_t + 5N_u/N_t + 15N_s/N_t)p_w'b\sqrt{\sigma_B}}{d_b} \quad (\text{Eq. C6.33})$$

In case of the side splitting ($b_i = b_{si} < b_{ci}$) with condition $N_t/2 < N_u$:

$$\tau_{st} = \frac{(5p_w'b\sqrt{\sigma_B})}{d_b} \quad (\text{Eq. C6.34})$$

where

s : spacing of the shear reinforcement other than that in the hinge region;

A_w : sectional area of the shear reinforcement covering the corner steels (peripheral hoop or stirrup);

N_s : number of the flexural steels directly hooked by supplemental ties;

N_u : number of the flexural steels not hooked as above;

N_t : total number of the flexural steels ($=2+N_s+N_u$); and

p'_w : shear reinforcement ratio other than that in the hinge region, only shear reinforcement arranged at the extreme external side (peripheral shear reinforcement $= 2A_w/(b s)$) can be counted.

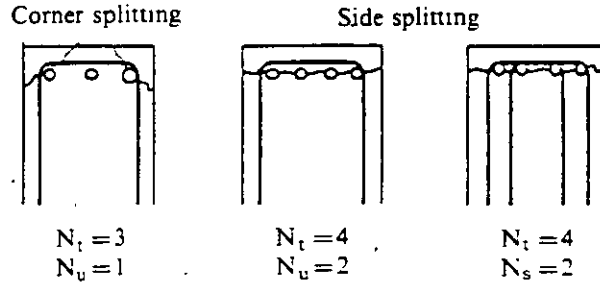


Fig. C6.22 Corner splitting and side splitting modes including the face-side splitting.

Equation C6.33 is derived from Eqs. C6.35 and C6.36 in Ref. 6.44.

$$\tau_{st,1} = 1.22 \frac{15.9 A_w \sqrt{\sigma_B}}{s d_b} \quad (\text{Eq. C6.35})$$

$$\tau_{st,2} = 1.22 \frac{7.63 A_w \sqrt{\sigma_B}}{s d_b} \quad (\text{Eq. C6.36})$$

where

$\tau_{st,1}$: τ_{st} for the steel that are directly hooked by shear reinforcement;

$\tau_{st,2}$: τ_{st} for the steel that are not hooked by shear reinforcement; and

1.22 : coefficient used in the cases for steel bars other than the upper steel in a beam.

Test specimens in Ref. 6.44 have four flexural steel in a line, and two of them are hooked by peripheral lateral reinforcement ($N_t=4$, $N_u=2$). A_w in Eqs. C6.35 and C6.36 are replaced by p'_w , and then Eqs. C6.37 and C6.38 are derived.

$$\tau_{st,1} = 1.22 \frac{15.9 p_w' b \sqrt{\sigma_B}}{2 d_b} \cong \frac{10 p_w' b \sqrt{\sigma_B}}{d_b} \quad (\text{Eq. C6.37})$$

$$\tau_{st,2} = 1.22 \frac{7.63 p_w' b \sqrt{\sigma_B}}{2 d_b} \cong \frac{5 p_w' b \sqrt{\sigma_B}}{d_b} \quad (\text{Eq. C6.38})$$

When supplemental tie is used with the same sectional area of A_w , τ_{st} for intermediate bar hooked by supplemental tie is given as the summation of Eqs. C6.37 and C6.38.

$$\tau_{st,3} \equiv \frac{15p_w' b \sqrt{\sigma_B}}{d_b} \quad (\text{Eq. C6.39})$$

Equation C6.33 takes the average of these three values, Eqs. C6.37 through C6.39.

In checking upper steels in a beam, steels of a floor slab in orthogonal direction to the axis of the beam could be countable as a shear reinforcement not hooking them. Then τ_{st}' by Eqs. C6.40 or C6.41 could be added to Eqs. C6.32 or C6.33, respectively.

In case of the corner splitting:

$$\tau_{st}' = 20 \frac{(A_{st}/s_{st} + A_{sb}/s_{sb}) \sqrt{\sigma_B}}{d_b} \quad (\text{Eq. C6.40})$$

In case of the side splitting:

$$\tau_{st}' = 20 \frac{(A_{st}/s_{st} + A_{sb}/s_{sb}) \sqrt{\sigma_B}}{\Sigma d_b} \quad (\text{Eq. C6.41})$$

where

A_{st} , s_{st} : area and spacing of the top steel in a slab; and

A_{sb} , s_{sb} : area and spacing of the bottom steel in a slab.

The bond stress, τ_{bu} , obtained from Eq. 6.23 is the worst case of Eq. C6.34 where many flexural steels are arranged in a layer and only two of them are hooked at the corner by shear reinforcement. Equation 6.23 will be derived as following. Depth of cover concrete measured from the surface of a steel and clear distance between flexural steels are specified not to be less than 1.5 times and 1.7 times their diameters, respectively. Equation C6.42 is from this minimum requirements for steel arrangement. According to above specifications, minimum required section width is obtained as

$$b \geq 2(1.5d_b) + (N_t - 1)1.7d_b + N_t d_b = 2.7N_t d_b + 1.3d_b \quad (\text{Eq. C6.42})$$

Equation C6.42 could be simplified as $b/N_t d_b = b/\Sigma d_b > 2.5$, and then $b_i = b_{si} \geq 1.7$ is obtained from Eq. C6.31. The contribution of concrete for this worst case is obtained from Eq. C6.29 as $\tau_{co} \geq 1.18\sqrt{\sigma_B} \equiv 1.2\sqrt{\sigma_B}$.

Equation 6.23 is given as the summation of this minimum assurance value of τ_{co} and Eq. C6.34. This design method for bond has already been applied at the time of verification for shear strength equation (see Fig. C6.5), that is, in Fig. C6.5 the specimens that may fail in bond splitting have been excluded.

(2) Design for a member with the yield hinges at both ends

As for a member with intended yield hinge at both member ends, two design conditions are provided, and it is necessary for the design for bond to satisfy one of them. One, [a], is the condition to limit bond slip within small value (less than the bond slip at peak bond stress on bond stress versus slip curve), and the other, [b], is the condition to remain either flexural mechanism or truss mechanism in large bond slip situation (after peak on bond stress versus slip curve) [Ref. 6.42].

- [a] Bond stress due to flexural action given by Eq. C6.43, τ_f , should not more than the bond strength, τ_{bu} , given by Eq. C6.28.

$$\tau_f = \frac{d_b \Delta \sigma}{4(L-d)} \quad (\text{Eq. C6.43})$$

where $\Delta \sigma = 2\sigma_{yu}$.

- [b] Smaller bond stress which is given by Eq. C6.44 or Eq. C6.45 should not be more than the ultimate bond stress [Refs. 6.42,6.45], τ_{bus} , after considerable bond slip. Generally, bond stress slip curve has a almost constant stress region (plateau) in large slip situation after peak if certain amount of lateral reinforcement is arranged. The value of τ_{bus} gives the bond stress in such region. This alternative method is reflecting that a member could resist shear by existing of bond stress necessary for truss mechanism or flexure mechanism even in such region.

$$\tau_f = \frac{V_f}{j_t \Sigma \phi} = \frac{b p_{wt} \sigma_{wy} \cot \phi}{\Sigma \phi} \quad (\text{Eq. C6.44})$$

$$\tau_f = \frac{d_b \Delta \sigma}{4(L-d)} \quad (\text{Eq. C6.45})$$

Ultimate bond stress, τ_{bus} , is given as follows.

In case of the corner splitting ($b_i = b_{ci} < b_{si}$):

$$\tau_{bus} = \left(\frac{70 A_w b}{s d_b} + 0.4 \right) \sqrt{\sigma_B} \quad (\text{Eq. C6.46})$$

In case of the side splitting ($b_i = b_{si} < b_{ci}$) with condition $N_t/2 \geq N_u$:

$$\tau_{bus} = \left(\frac{60 p_w b (N_t + 2)}{N_t \Sigma d_b} + 0.4 \right) \sqrt{\sigma_B} \quad (\text{Eq. C6.47})$$

In case of the side splitting ($b_i = b_{si} < b_{ci}$) with condition $N_t/2 < N_u$:

$$\tau_{bus} = 0.4 \sqrt{\sigma_B} \quad (\text{Eq. C6.48})$$

In Eq. C6.45 $\Delta\sigma'$ is the difference of stresses of steels between both ends in a member, and is given by Eq. C6.49.

$$\Delta\sigma' = \sigma_{yu} + \sigma_c \quad (\text{Eq. C6.49})$$

where σ_c , compressive stress of steel, is obtained assuming plain remaining plain assumption at the overstrength limit design and using upper bound tensile strength of steel σ_{yu} .

Equation C6.47 is derived as following. The ultimate bond stress in Ref. 6.45, τ_{bus} , is given by Eq. C6.50.

$$\tau_{bus} = 1.22 \left(\frac{23.3 p_w' b}{\Sigma d_b} + 0.3 \right) \sqrt{\sigma_B} \quad (\text{Eq. C6.50})$$

Ultimate bond stress for flexural steel not hooked by shear reinforcement is given as Eq. C6.51, neglecting the effect of shear reinforcement in Eq. C6.50 ($p_w' = 0$).

$$\tau_{bus} = 1.22 (0.3 \sqrt{\sigma_B}) \quad (\text{Eq. C6.51})$$

Test specimens in Ref. 6.45 have four flexural reinforcement in a layer ($N_t = 4$, $N_u = 2$), then τ_{bsu} is estimated considering the effect of shear reinforcement in Eq. C6.50 by two times (see Eqs. C6.35 and C6.36).

$$\tau_{bus} = 1.22 \left(2 \frac{23.3 p_w' b}{\Sigma d_b} + 0.3 \right) \sqrt{\sigma_B} \quad (\text{Eq. C6.52})$$

The ultimate bond stress of Eq. C6.47 takes the average of the summation of Eq. C6.51 and Eq. C6.52.

Figures C6.23 and C6.24 show the results of verification for this design method for bond. Figure C6.23 shows the correlation of the assurance rotation angles obtained by both test and design equation without check of bond. Many specimens could not reach expected (calculated) rotation. While, the same discussion is done in Fig. C6.24 with check of bond by the method described in this section. Figure C6.24 shows the evidence of the method of design for bond. Horizontal axis in Fig. C6.24 denotes the yield drift for members in which bond failure is expected, where yield drift was calculated according to Ref. 6.49.

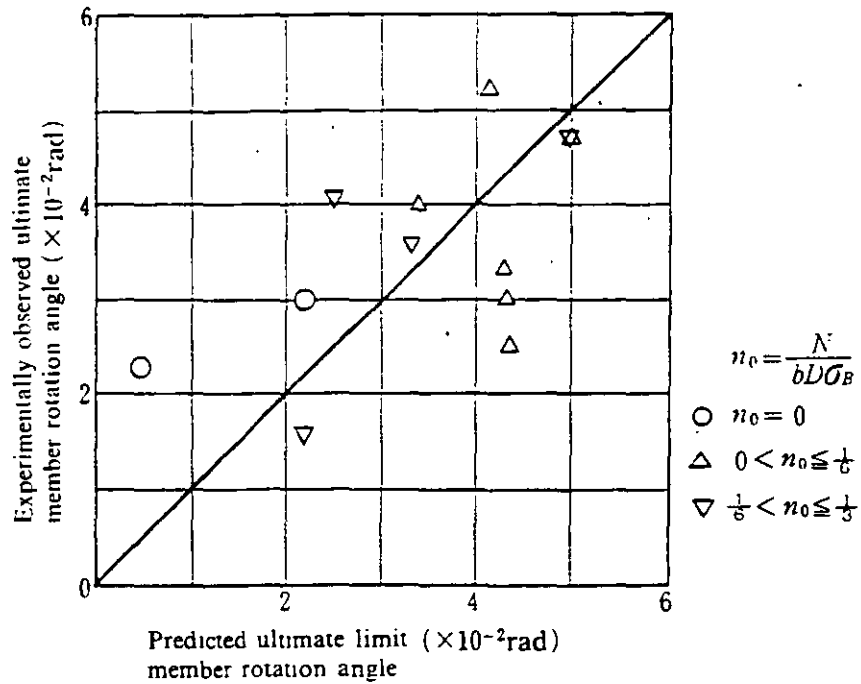


Fig. C6.23 Relation between the experimentally observed ultimate member rotation angles and predicted angles by use of Clauses 6.3.1 and 6.3.3 on the specimens that reveal failure in the bond splitting.

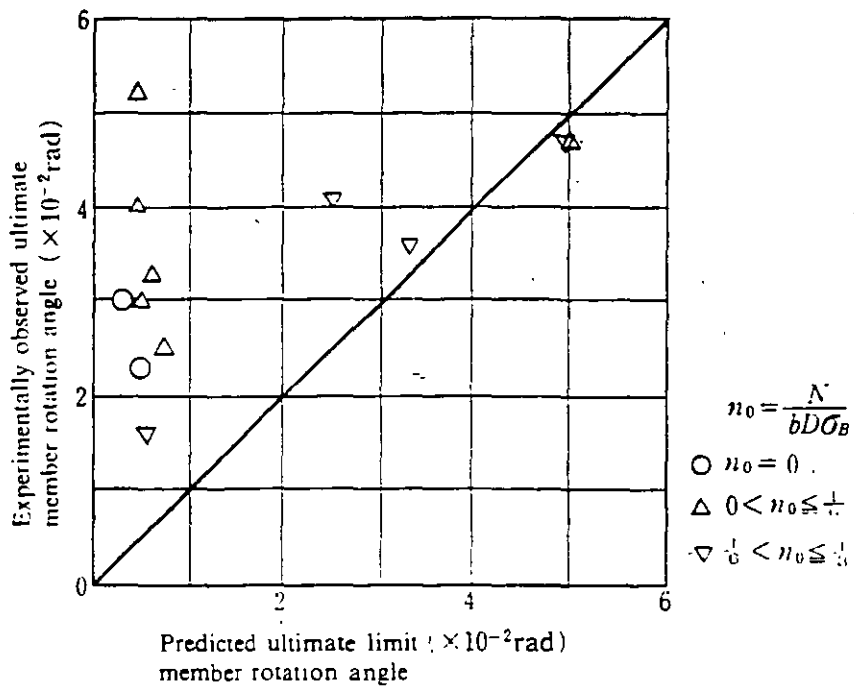


Fig. C6.24 Relation between the experimentally observed ultimate member rotation angles and predicted angles obtained from Eq. 6.21, Eq. C6.32 and Eq. C6.33 on the specimens that reveal failure in the bond splitting.

6.6 Design for Beam with Opening

The provisions in Clause 6.2.1 "Basic Principle," Clause 6.2.2 "Strength of Shear Reinforcement," and Clause 6.2.3 "Structural Requirements" shall apply to the shear design for a beam with an opening.

[Commentary]

A beam with an opening reinforced transversely by only stirrups as shown in Fig. C6.25(a) is taken for a sample. Symbols used in the figure denote:

H : diameter of a hole or diameter of a circumcircle (if opening has a rectangular shape);

G : spacing of stirrups aside to hole; and

y_0 : distance from the center of a hole to the axis of a beam.

In the beam with opening arch mechanism is difficult to exist, and then shear shall be transferred by truss mechanism as shown in Figs. C6.25(b) and (c) [Ref. 6.68]. The compression strut angle of concrete in upper and lower part of a hole is represented by ϕ_s in these figures. Symbols of horizontal arrows show bond stress, and vertical ones represent forces applied to concrete from stirrups. Unshaded portion shows the zone where diagonal compression stress field is not formed. Diagonal compressive stress of concrete around the hole becomes larger as the unshaded portion is extending. Effective depth for truss mechanism, j_{tw} , is defined as Eq. C6.53.

$$j_{tw} = j_t - \frac{H}{\cos\phi_s} - G \tan\phi_s \quad (\text{Eq. C6.53})$$

In Eq. C6.53, $(H/\cos\phi_s + G \tan\phi_s)$ represents the vertical height of the unshaded portion [see Fig. C6.25(c)]. Shear reinforcement aside to a hole should be provided within the range of $(j_{tw}/2 + y_0)\cot\phi_s$ as shown in Fig. C6.25(a). Compressive stress of concrete in shaded portion is given by Eq. C6.54, where stirrup stress is assumed to be σ_{wy} .

$$\sigma_{cw} = p_{ws}\sigma_{wy}/\sin^2\phi_s = p_{ws}\sigma_{wy}(1 + \cot^2\phi_s) \quad (\text{Eq. C6.54})$$

where p_{ws} denotes the shear reinforcement ratio aside to a hole.

On the condition that σ_{cw} is equal to $v\sigma_B$ at the shear strength, ϕ_s is given by Eq. C6.55.

$$\cot\phi_s = \sqrt{\frac{v\sigma_B}{p_{ws}\sigma_{wy}} - 1} \quad (\text{Eq. C6.55})$$

The value of $\cot\phi_s$ is allowed to take more than 2.0, because this case is limited in the vicinity of hole. Then reliable shear strength of a beam with opening is given by Eq. C6.56.

$$V_u = b j_{tw} p_{ws} \sigma_{wy} \cot\phi_s \quad (\text{Eq. C6.56})$$

where $p_{ws}\sigma_{wy} = (1/2 - H/j_t)v\sqrt{\sigma_B}$ when $p_{ws}\sigma_{wy} > (1/2 - H/j_t)v\sqrt{\sigma_B}$, which is the maximum amount of reinforcement for shear.

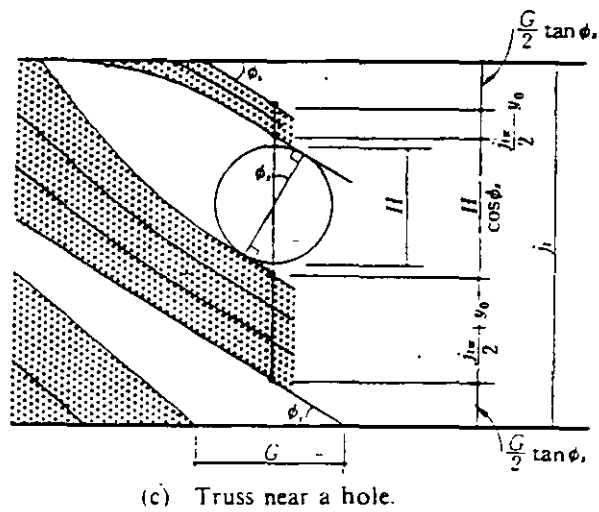
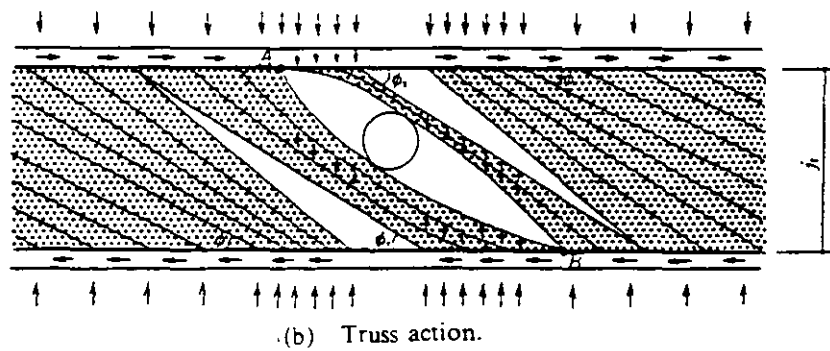
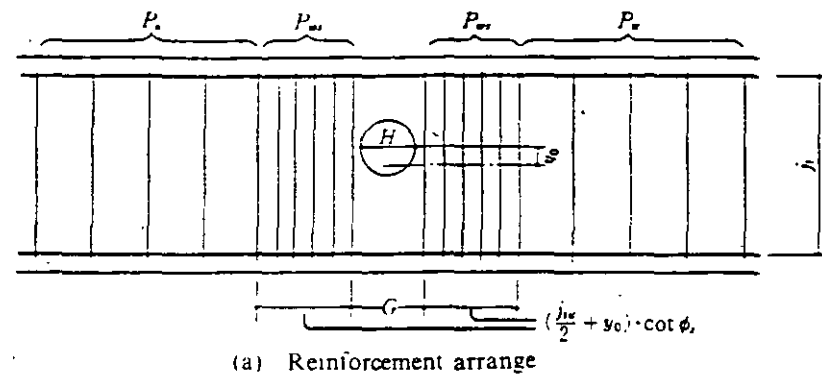


Fig. C6.25 Beam reinforced only by stirrups.

The attainable maximum shear strength of beam (reinforced up to its limit) with several opening ratios, H/j_t , are shown in Fig. C6.26. Here G is assumed to be equal to $1.2H$. For example when H/j_t is equal to 0.25 ($j_t=0.8D$ and $H/D=1.5$), the upper limit of $V_u/(b_j t \sqrt{\sigma_B})$ takes 0.24 . It means the upper limit by reinforcement of stirrups. The verification for this strength equation against test data [Refs. 6.69–6.73] has done and the results are shown in Fig. C6.27. Good prediction is obtained by this strength equation.

Inclined reinforcement whose development are anchored outside of stirrups' aside to a hole, where compressive stress of concrete is not so high, as shown in Fig. C6.28, can work well in its tension side. Then the effect of inclined reinforcement given by Eq. C6.57 could be added to the strength, V_u , of Eq. C6.56.

$$V_x = A_x \sigma_{xy} \sin \theta_x \quad (\text{Eq. C6.57})$$

where

θ_x : angle of inclined reinforcement to axis of a member; and
 A_x : tension area of inclined reinforcement.

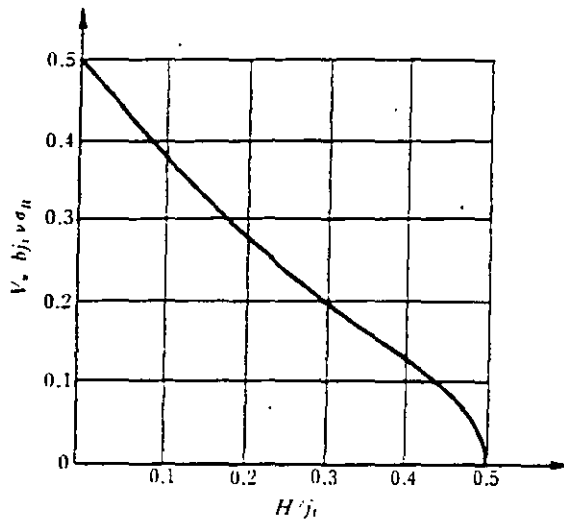


Fig. C6.26 Effect of the size of hole on the upper shear strength.

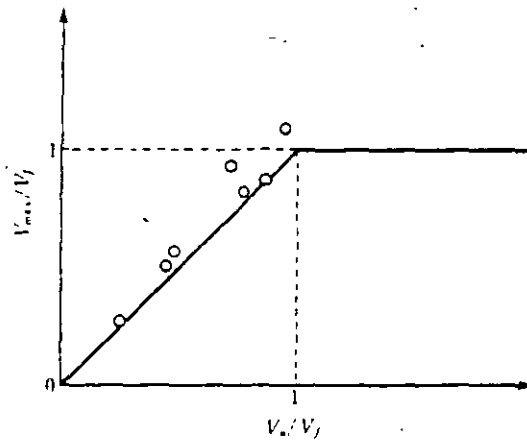


Fig. C6.27 Verification of strength equation.

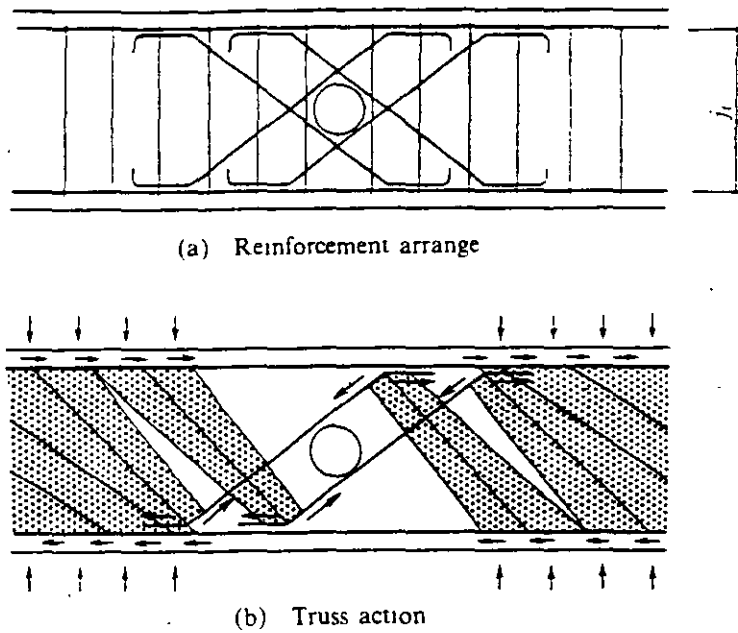


Fig. C6.28 Beam reinforced by the inclined reinforcement.

In a beam with top and bottom sub-beams reinforced longitudinally and laterally, each sub-beam have a truss mechanism as shown in Fig. C6.29(b). Then shear strength could be obtained by Eq. C6.58.

$$V_u = 2bj_{ts}p_s\sigma_{sy}\cot\phi_s \quad (\text{Eq. C6.58})$$

where $p_s\sigma_{sy} = v\sigma_B/2$ (when $p_s\sigma_{sy} > v\sigma_B/2$), which is the maximum amount of reinforcement for shear, and in which,

j_{ts} : distance between longitudinal reinforcements in the top and bottom sub-beams;
 p_s : shear reinforcement ratio of the stirrups in the top and bottom sub-beams; and
 σ_{sy} : yield strength of the stirrups in the top and bottom sub-beams.

The value of $\cot\phi_s$ takes the smaller value in Eq. C6.60:

$$\cot\phi_s = 2 \quad (\text{Eq. C6.60})$$

$$\cot\phi_s = \sqrt{\frac{v\sigma_B}{p_s\sigma_{sy}} - 1}$$

Stirrups in top and bottom sub-beams should be provided in the range of $j_{ts}\cot\phi_s$ from the edge of the opening as shown in Fig. C6.29(a). Inside longitudinal reinforcement in sub-beams should be anchored at the outside of extended stirrup arrangement from sub-beams with hooks bent inside of beam. Required strength of inside longitudinal reinforcement in sub-beams, $a_s\sigma_{sy}$, is obtained from

Eq.C6.61.

$$a_s \sigma_y = V_u W / (2j_{ts}) \quad (\text{Eq. C6.61})$$

where W denotes the length of opening. And required strength of flexural reinforcement of extreme edge (outside longitudinal steels in sub-beams), $a_s \sigma_y$, should not be less than that by Eq. C6.62.

$$a_s \sigma_y = \frac{V_u (W + j_{ts} \cot \phi_s)}{2j_{ts}} \quad (\text{Eq. C6.62})$$

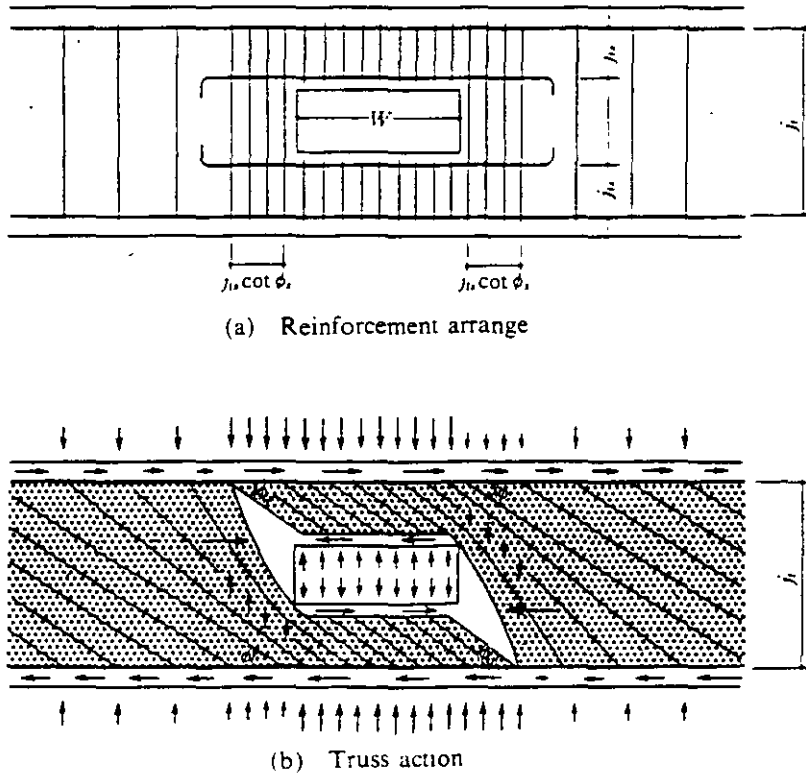


Fig. C6.29 Beam with a rectangular opening reinforced by the longitudinal reinforcement and stirrups in sub-beams.

When the inclined reinforcement as shown in Fig. C6.30 are provided, the effect of its tension strength would be evaluated by Eq. C6.57, and would be added to V_u . Its anchorage should be done at the outside of additional stirrups arranged aside to opening. The position of opening in a beam is desirable to be other than in yield hinge region. When a opening in yield hinge region should not be avoided, Eq. 6.9 should be considered in a calculation of $\cot \phi$, and effectiveness factor, v , should be given by Eq. 6.8.

Shear strength of a portion without hole should be obtained by Eq. C6.63, considering only truss mechanism.

$$V_u = b j_w p_w \sigma_{wy} \cot \phi \quad (\text{Eq. C6.63})$$

where p_w denotes the shear reinforcement ratio in a portion without a hole, and the value of $\cot \phi$ should be calculated from Eqs. 6.5–6.7 and 6.9.

When a special steel would be used as a reinforcement for a hole, its effect, that should be verified by experiment and etc., might be added to shear strength. Reference 6.74 is a research on this topic. In this case also, shear strength of a part without hole should be calculated by Eq. C6.63.

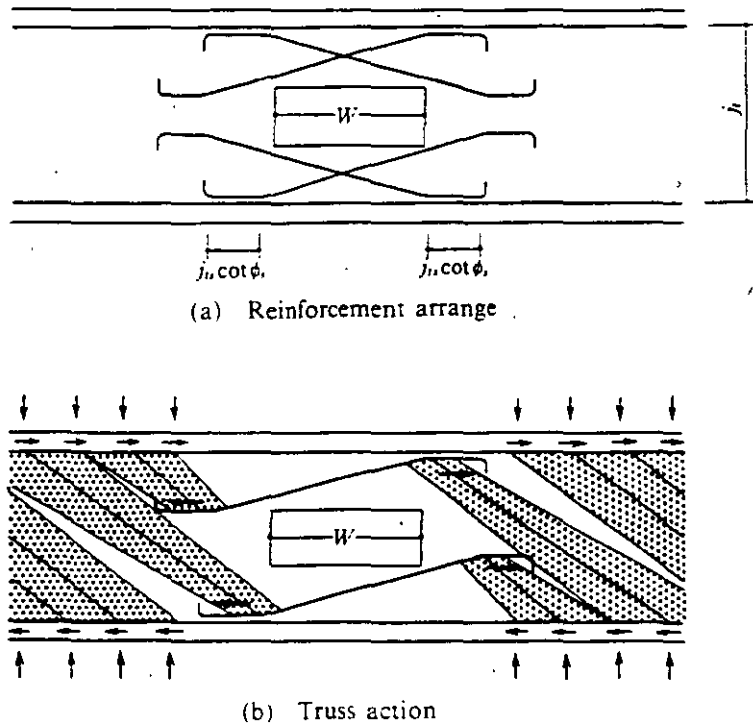


Fig. C6.30 Beam with a rectangular opening reinforced by the inclined reinforcement.

REFERENCES

- 6.1] M.P.Nielsen et al., "Concrete Plasticity," Specialpublikation udgivet af Dansk Selskab for Bygningsstatik, Lingby, pp.36-38, 1978.
- 6.2] K.Mimani, "Limit Analysis of Reinforced Concrete Members Subjected to Shear," Proceedings of JCI Colloquium on Shear Analysis of RC Structures, June 4, 1982, pp.1-16.
- 6.3] M.Wakabayashi and K.Minami, "Rational Analysis of Shear in Structural Concrete Columns," Annual Report of Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, No.24, B-1, pp.245-277, April, 1981.
- 6.4] R.Shohara and T.Kato, "Strength of Reinforced Concrete Members (Compression Stress Field)," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures, pp.1731-1732, Oct., 1978.
- 6.5] B.Thurlimann, "Plastic Analysis of Reinforced Concrete Beams," Introductory Report of IABSE COLLOQUIUM KOPENHAGEN, Plasticity in Reinforced Concrete, pp.71-90.
- 6.6] K.Minami and F.Watanabe, "Development of Shear Design Equations of Reinforced Concrete Seismic Members," Preliminary report of AIJ Working Group on shear design-. Proceedings of JCI Panel Discussion on Macroscopic and FEM Microscopic Models for Reinforced Concrete Shear Walls, Jan. 1988, pp.21-40.
- 6.7] F.Watanabe, "Strength and Ductility of RC Members Subjected to Combined Bending and Shear," Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol.10, No.1, 1988, pp.105-114
- 6.8] T. Ichinose et al., "A Shear Design Procedure of Reinforced Concrete Beams," Research Report of AIJ Tokai Branch, pp.137-148, 1987.
- 6.9] K.Minami and H.Kuramoto, "Shear Design of Reinforced Concrete Members," Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol.9, No.2, pp.347-352, June, 1987.
- 6.10] Y.Kanoh, K.Minami, K.Takiguchi and I.Shiraishi, "Shear Mechanism of Reinforced Concrete Members," Proc. of Seminar on Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures, pp.308-328, May, 1985.
- 6.11] M.Hukuhara, "An Examination for the Formula of Ultimate Shear Strength of RC Beams with High Tension Shear Reinforcement," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-B, pp.73-74, Oct., 1987.
- 6.12] H.Kuramoto and K.Minami, "Utility Shear Design of Reinforced Concrete Members for Ductile Earthquake Performance," Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol.10, No.3, pp.651-656, 1988.
- 6.13] A.Ikeda, "Experiments on Reinforced Concrete Column Subjected to Alternate Loading at Plastic Range," CONCRETE JOURNAL -Japan National Council on Concrete-, Vol.8 No.12, Dec. 1970, pp.1-13.
- 6.14] M.Hirosawa, "A list of Past Experimental Results of Reinforced Concrete Columns," Technical Materials of Building Research Institute of Japan, No.2, March, 1973.
- 6.15] H.Muguruma, F.Watanabe et al., "Experimental Study on Shear Force Carrying Mechanism of Reinforced Concrete Column," Annual Report of Cement Association of Japan, 1978, pp.440-443.
- 6.16] H.Muguruma, F.Watanabe et al., "Effect of Yield Strength of Hoop Reinforcement on Shear Force Carrying Mechanism of Reinforced Concrete Column," Proceedings of the First Annual

- Meeting of Japan Concrete Institute, 1979, pp.333–336.
- 6.17] H.Muguruma and F.Watanabe, "Study on Shear Mechanisms in R/C Short Column. Part 1," Transactions of the Architectural Institute of Japan. No.332, October 1983, pp.57–65.
- 6.18] H.Muguruma and F.Watanabe, "Study on Shear Mechanisms in R/C Short Column. Part 2", Transactions of the Architectural Institute of Japan, No.341, July 1984, pp.11–18.
- 6.19] Higashibata, Yamaguchi et al., "General Research on Prevention of Failure in Reinforced Concrete Column, Part 5," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, Oct. 1973, pp.1421–1422.
- 6.20] S.Kokusho and M.Fukuhara, "General Research on Prevention of Failure in Reinforced Concrete Column, Part 6," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan.
- 6.21] Endoh, Fuji and Kanoh, "General Research on Prevention of Failure in Reinforced Concrete Column, Part 7," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan.
- 6.22] Saitoh, Yoshizaki and Nishigaki, "General Research on Prevention of Failure in Reinforced Concrete Column, Part 8," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan.
- 6.23] Yamamoto and Soumura, "General Research on Prevention of Failure in Reinforced Concrete Column, Part 1," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan.
- 6.24] Chiba, Kondoh et al., "General Research on Prevention of Failure in Reinforced Concrete Column, Part 12," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan.
- 6.25] M.Fukuhara and S.Kokusho, "Experimental Study of Ultimate Shear Strength in Reinforced Concrete Beams with High Tension Shear Reinforcement," Proceedings of the Second Annual Meeting of Japan Concrete Institute, 1980, pp.477–480.
- 6.26] T.Eigawa, S.Kokusho, Y.Matsuzaki and K.Kobayashi, "Effect of the Amount of Shear Reinforcement and Axial Force on The Ultimate Shear Strength of RC Columns," Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol.9, No.2, 1987, pp.705–710.
- 6.27] T.Arakawa, "Shear Resistance in Reinforced Concrete Beams (Experimental Results)," Transactions of the Architectural Institute of Japan, No.66, Oct. 1960, pp.437–440.
- 6.28] Architectural Institute of Japan, "Ultimate Strength and Deformation Capacity of Buildings in Seismic Design," pp.159–161.
- 6.29] K.Yoshioka, "List of Selected Test Data. Selection Procedure and Outline of Experimental Data," Extra Volume on Data Base of JCI 2nd Colloquium on Shear Analysis of RC Structures, Oct. 1983, pp.9–20.
- 6.30] K.Yoshioka, T.Okada and T.Takeda, "Study on Improvement of Earthquake-resistant Behaviors of Reinforced Concrete Columns, Part 1—Experimental Study on the Arrangement of Main Bars and Web Reinforcement to Give Columns Large Ductility," Structure, Transactions of AIJ, No.279, pp.53–63, June, 1979.
- 6.31] Yoshihara et al., "Experiments on RC Short Columns with Welded Hoop and Sub-Ties Subjected to Alternate Loading, Parts 1–2," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, September 1979, pp.1249–1252.

- 6.32] Sakaguchi N. et al., "Structural Characteristics of RC high-rise building, Part 2." Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, 1985, pp.153-154.
- 6.33] Muguruma H. et al., "Experimental Study of High Rise Reinforced Concrete Buildings, Parts 4-5," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, 1986, pp.155-158.
- 6.34] Sumi A. et al., "An Experimental Study of Reinforced Concrete Columns Laterally Confined by High Strength Shear Reinforcement," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, 1986, pp.383-384.
- 6.35] T.Paulay, "Simulated Seismic Loading of Spandrel Beams." Journal of the Structural Divisions, ASCE, Vol.97, ST9, Sept., pp.2407-2419.
- 6.36] T.Paulay and J.R.Binney, "Diagonally Reinforced Coupling Beams of Shear Walls," ACI Special Publication 42, Detroit, 1974, Vol.2, pp.579-598.
- 6.37] M.Wakabayashi and K.Minami, "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Columns with Diagonal Main Reinforcement," Proceedings of Second Annual Meeting of Japan Concrete Institute, 1980, pp.433-436.
- 6.38] K.Minami, "Elasto-Plastic Behavior of Columns with Diagonal Main Reinforcement," Doctor Thesis, Faculty of Engineering, Kyoto University, Dec. 1984.
- 6.39] F.Watanabe, "Shear Strength of Prestressed Concrete Piles Subjected to Combined Bending and Shear," Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol.9, No.2, 1987, pp.483-488.
- 6.40] K.Yoshioka and T.Takeda, "General Research on Prevention of Failure in Reinforced Concrete Short Column, Part 40," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, Oct. 1976, pp.1423-1424.
- 6.41] Shibata and Arai, "Strength Evaluation of Reinforced Concrete Members at Brittle Failure," Research Report of Hokkaido University, No.92.
- 6.42] T.Ichinose, "Criteria to Prevent Bond Failure in Reinforced Concrete Short Column," Transactions of the Architectural Institute of Japan, No.338, April 1984, pp.58-70.
- 6.43] F.Watanabe, "Mechanism of Shear Failure of RC Column due to Bond Splitting," Proceedings of JCI 2nd Colloquium on Shear Analysis of RC Structures, October, 1983, pp.61-68.
- 6.44] S.Fujii and S.Morita, "Splitting Bond Capacities of Deformed Bars, Part 1 Experimental studies on main factors influencing splitting bond failure." Transactions of the Architectural Institute of Japan, No.319, September 1982, pp.47-55.
- 6.45] Gotoh, S.Morita et al., "Effect of Lateral Reinforcement on Splitting Bond Failure Mode," Research Report of Architectural Institute of Japan, Kinki-Branch, June 1981, pp.197-200.
- 6.46] F.Watanabe and H.Muguruma, "Ductility Evaluation of Reinforced Concrete Column Subjected to Combined Bending and Shear," JCI Colloquium on Ductility of Concrete Structures and its Evaluation, March. 1988, pp.205-216.
- 6.47] T.Ichinose, "Bond Failure Mechanism in Reinforced Concrete Short Columns." Transactions of the Architectural Institute of Japan, No.333, November 1983, pp.73-83.
- 6.48] "Code of Practice for Design of Concrete Structures," NEW ZEALAND STANDARD, NZS3101—Part1, 1982, p.57.
- 6.49] S.Sugano, "Plastic Stiffness of Reinforced Concrete Buildings, Part 3," Research Report of Architectural Institute of Japan, Kanto-Branch, 1968.
- 6.50] R.Shohara and B.Kato, "Ultimate Strength of Multi-Storied RC Shear Walls," Transactions of

- the Architectural Institute of Japan. No.343, September 1984, pp.24-31.
- 6.51] T.Murakami, T.Hukushima and K.Minami, "Rational Solution in Shear of Reinforced Concrete Shear Walls Subjected to Concentrated Horizontal Load," Proceedings of Seventh Annual Meeting of Japan Concrete Institute, pp.381-384.
- 6.52] Aoyama H., Kato D. and Katsumata H., "Experimental Study On Strength and Deformation Capacity of "Postcast" Shear Wall", Parts 1-2." Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, 1982, pp.1407-1410; Part 3, 1983, pp.2151-2152.
- 6.53] Aoyama H., Hosokawa Y. and Shiohara H., "Earthquake Strengthening Method of Existing Reinforced Concrete Buildings, Part 1," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, 1985, pp.81-82.
- 6.54] K.Ogata and T.Kabeyazawa, "Effect of Shear Span to Depth Ratio of Loading on the Seismic Behavior of Reinforced Concrete Shear Walls Yielding in Flexure," Proceedings of Sixth Annual Meeting of Japan Concrete Institute, pp.717-720.
- 6.55] T.Somaki and T.Kabeyazawa, "Effect of Moment to Shear Ratio of Loading on the Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Shear Walls with Thick Panel," Proceedings of Seventh Annual Meeting of Japan Concrete Institute, pp.369-372.
- 6.56] T.Kabeyazawa, H.Abe and K.Hashiba, "Experimental Study on Strength and Deformation Capacity of High-Rise Shear Walls," Proceedings of Ninth Annual Meeting of Japan Concrete Institute, Vol.9 No.2, pp.379-384.
- 6.57] Chiba O., Hatori T. et al., "Load-Deflection Characteristics of Nuclear Reactor Building Structures, Parts 8-10," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, 1983, pp.1509-1514; Part 2 1, 1984, pp.2375-2376; Part 59 and Parts 62-63, 1986, pp.1117-1118 and pp.1123-1126.
- 6.58] Higashibata, Yamaguchi et al., "Experimental Study on Reinforced Concrete Shear Walls Subjected to Bending, Shear and Axial Force, Parts 1-2," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, Oct. 1975, pp.1189-1192; Part 3, Oct. 1976, pp.1593-1594.
- 6.59] Oesterle, R.G., Aristizabal-Ochoa, J.D., Fiorato, A.E., Russel, H.G. and Corley, W.G., "Earthquake-Resistant Structural Walls-Test of Isolated Walls, Phase II," PCA Construction Technology Laboratories, 1979, 327pp.
- 6.60] Oesterle, R.G., Aristizabal-Ochoa, J.D., Shiu, K.N. and Corley, W.G., "Web Crushing of Reinforced Concrete Structural Walls," ACI Journal, May/June 1984, Title No.81-22, pp.231-241.
- 6.61] Barda, F., Hanson, J.M. and Corley, W.G., "Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary Elements, Reinforced Concrete Structures In Seismic Zone," SP-53, American Concrete Institute, 1977, pp.149-202.
- 6.62] Ono et al., "Seismic Performance of Reinforced Concrete Shear Walls, Part 7," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, Oct. 1976, pp.1601-1602; Parts 16-17, Oct. 1977, pp.1631-1634.
- 6.63] Ono et al., "Experimental Study on Elasto-Plastic Behavior of Reinforced Concrete Shear Walls, Part 1," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, Oct. 1977, pp.1645-1646.
- 6.64] Endoh, Hirosawa, Ozaki and Okamoto, "Failure Prevention of Buildings by Shear Walls,"

- Research Report of Building Research Institute, Ministry of Construction, Japan, 1971, pp.625–632.
- 6.65] Hiraishi H. et al., “Experimental Study on Deformation Behavior of Reinforced Concrete Shear Wall After Flexural Yielding,” Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, 1984, pp.1941–1944.
- 6.66] I.Shiraishi, Y.Kanoh and N.Machida, “An Analytical Study on Ultimate Shear Strength of Reinforced Concrete Shear Walls,” Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.365, July 1986, pp.144–155.
- 6.67] Hirose, “Experimental Data in Past Research and their Analysis on Reinforced Concrete Shear Walls,” Building Research Institute, Ministry of Construction, Japan, No.6, 1975.
- 6.68] T.Ichinose and S.Yokoo, “ A shear design procedure of reinforced concrete beams with web openings,” Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, 1990, pp.319–322.
- 6.69] M.Hirose, Y.Shimizu et al., “Seismic Performance of Reinforced Concrete Beams with Holes, Part 3,” Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, 1978, pp.1593–1594.
- 6.70] Y.Higashi, T.Endoh, Y.Shimizu and S.Hyuga. “Experimental Study on Web-reinforcement of R.C. Beams with a Hole,” Proceedings of the Japan Concrete Institute, 1982, pp.245–248.
- 6.71] T.Endoh, Y.Shimizu et al., “Multi-cyclic Load Test on Reinforced Concrete Beams with a Hole Strengthened with Welded Diagonal Wire Fabric,” Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, 1985, pp.499–500.
- 6.72] H.Aoyama, S.Otani, L.Takahashi and T. Ichinose, “Experimental study on the deformation mode of beams with or without web opening,” Research Report of Architectural Institute of Japan, Tokai Branch, 1983, pp.161–164.
- 6.73] K.Tsumura, “Shear Behavior of Reinforced Concrete Beams with Openings,” Transactions of the Architectural Institute of Japan, No.407, 1990, pp.47–60.
- 6.74] S.Hayashi and Y.Shimozuma, “Experimental Study on Shear Transfer of RC Beams with Holes,” Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol.12 No.2, 1990, pp.333–338.

CHAPTER 7 : BEAM-COLUMN JOINT

7.1 Design Objectives

Beam-column joint shall be designed to maintain its integrity to the assuring deformation after the structure forms a yield mechanism. The beam-column joint shall be designed to prevent a significant stiffness deterioration and slip-type hysteretic behavior by load reversals.

[Commentary]

(1) Structural requirements in beam-column connection

It should be avoided in principle that a structure designed to form the overall yield mechanism fails in beam-column joints. Because the beam-column joints would suffer from so large shear of adjacent beams and columns that it is difficult not only to design the joints for high ductility, but also to repair their damage. There are many proposals regarding the resisting mechanism of a beam-column joint against shear. This chapter adopts a diagonal compression strut of concrete as the shear resisting mechanism, and the upper limit of design nominal shear stress in joint is provided to prevent failures.

The beam-column joint has to resist bending moment, shear, axial force and torsional moment produced by columns and beams at developing a yield mechanism without collapse, and also it is desired that the joint is without evident stiffness degradation. Failures of a beam-column joint due to an anchorage failure of flexural reinforcement of beams or columns and due to compression failure of diagonal strut of concrete should be prevented. However stiffness degradation of the joint and slip behavior in a story hysteretic characteristic may be resulted from shear cracks in the joint, yield of joint lateral reinforcements and bond deterioration in yield regions of column and beam bars. Because it is difficult to avoid the shear cracking and the bond deterioration of flexural reinforcements in a beam-column joint, the load vs. deformation characteristics with slippage may be accepted in the guidelines so far as they do not affect so much on an earthquake response.

A recent study [Ref. 7.1] indicated that the slipping hysteretic characteristics, as far as they were not so excessive, did not increase structural response in displacement range considered in the guidelines; i.e., an story drift angle of 1/100 radian. In this chapter, minimum shear reinforcement in a beam-column joint in proportion to joint shear stress is specified for preventing the excessive slipping hysteretic characteristics, and the design for embedment of flexural reinforcement of beams and columns and for anchorage of hooked reinforcement of beams are also described.

Beam-column joints in a structure designed under the concept of the guidelines are surely subjected to stresses corresponding to the flexural strength at yield hinges because the members adjacent to the joints are intended to form yield hinges. The joints are the key elements for transferring forces between beams and columns and assuring a overall yield mechanism, therefore the design for beam-column joints is very important. However, the design criteria for joints specified in this chapter is not so severe than that for beams, columns and shear walls because severe design requirements would disconnect the continuity of the design for joints between the previous design method and the

guidelines (this continuity is important in Japan) and make the scope of this design guideline narrow.

(2) Basic plan of beam-column joint

a) A beam-column joint is a segment where stresses of columns and beams are transferred by their longitudinal reinforcements through the core concrete of joint, therefore the joint is required to have enough strength and stiffness. The core concrete in the joint must be confined by longitudinal reinforcements of columns and lateral reinforcements of the joint, and it is reasonable and practical to embed the longitudinal reinforcements of beams in the core. In order to arrange the longitudinal reinforcements of beams inside the concrete core, beam widths are necessary to be less than the column width. This treatment leads to avoiding large eccentricity between beams and columns. For example when beam widths are a half of a column width and the side faces of beams are not located outside the column side faces in the joint region, the maximum eccentricity between the beams and columns is less than 1/4 of the column width.

b) When beams and columns are connected with eccentricity, torsional moments acting on the beam-column joint and on the column in the opposite direction to each other make torsional cracks in the joint and column, and reduce their stiffness. A large eccentricity reduces a stress transferred to a side portion in the joint apart from the beam, then shear capacity of the joint decreases due to the reduction of effective volume resisting against shear.

There is no limit about the eccentricity in the design guidelines. However, shear design for a beam-column joint with a large eccentricity may be done ignoring a portion outside the effective joint area and torsional design for the column due to the eccentricity is necessary.

c) A deep beam-column joint has a slender shape and a steep diagonal concrete strut. An elastic analysis of this kind of joint using a parameter of "a" (=beam depth/column depth) shows that shear stress distributions along the axis of column was expressed by a parabolic curve with its peak value at the center for "a"=1.0, by a rectangular with almost uniform value for "a"=1.5 to 2.0, and by a biquadratic curve with two peaks at the upper and lower parts for "a">2.0 [Ref.7.2]. According to a few tests about a deep beam-column joint with "a"=2.0, shear failure concentrates to the upper part of the joint and the nominal shear strength is 60 % to 70 % of the joint strength with "a"=1.33 [Ref.7.3]. The depth ratio of beam to column has no limit in this guidelines, but a deep beam-column joint should be designed with caution [Ref. 7.4].

d) Chapter 10 requires structural slits (gaps) which separate non-structural walls such as spandrel walls from yield hinge regions of structural members. The stiffness of beams or columns increases due to those non-structural walls, consequently rotation of the yield hinges becomes so large that yield regions of their longitudinal bars will extend toward inside of the beam-column joint and bond deterioration of the bars may take place in the joint. However, the quantitative evaluation of the bond deterioration is not clear because there is few studies on this matter [for example, Ref. 7.5].

7.2 Design for Shear

7.2.1 Design Principles

In shear design of a beam-column joint, reliable shear strength V_{ju} shall be greater than design shear V_j of the yield mechanism assuring design.

7.2.2 Shear Strength of Beam-Column Joint

Shear strength V_{ju} of beam-column joint shall be given by Eq. (7.1):

$$V_{ju} = \kappa \sigma_B b_j D_j \quad (7.1)$$

where κ : factor dependent on shape of beam-column joint, equal to 0.30 for a cross-shape interior beam-column joint, and 0.18 for an inverted T-shape exterior beam-column joint and an L-shape top story exterior beam-column joint;

σ_B : compressive strength of concrete;

D_j : column depth or horizontally projected length of 90 degree hook; and

b_j : effective width of beam-column joint given by Eq. (7.2).

$$b_j = b_b + b_{a1} + b_{a2} \quad (7.2)$$

where b_b , b_{a1} , b_{a2} denote the beam width, the smaller of one-quarter of column depth and one-half of distance between beam and column faces on the one side and another side of a beam.

7.2.3 Lateral Reinforcement

Lateral reinforcement ratio p_{jh} of beam-column connection shall be not less than 0.002, and shall satisfy Eq. (7.3).

$$p_{jh} \geq 0.003 (V_j / V_{ju}) \quad (7.3)$$

[Commentary]

7.2.1 Design principle

(1) Beam-column joints should be designed against the severest stress combination of bending moments and shear forces at the yield mechanism assuring design. The location of yield hinges in a structure have been fixed at the design stage for the beam-column joints, then the non-hinge members including the joints should be designed for the stresses which are calculated by using the upper bound strengths at yield hinges. Hinge location of a beam is in principle at a face of column, but sometimes it is moved towards a center part of the beam in order to improve anchorage and bond of beam bars in the joint. In any case the upper bound strengths of yield hinges should be used for the design of joints.

The upper bound strengths of yield hinges are usually different in the loading direction; i.e., direction from right to left or left to right, then the joint should be designed against the severest condition.

The upper bound strength of yield hinge is defined as the upper bound flexural strength in the section 5.4. The section describes that the effects of 1) actual strength of longitudinal bars increasing from their nominal strength, and 2) reinforcement in floor slabs whose effective widths expand according to drift level of the story should be taken into account in calculating the upper bound flexural strength.

(2) Design shear force, V_j , for the beam-column joint in a structure with a strong column-weak beam mechanism is obtained by Eq. C7.1 [see Fig. C7.1].

$$\begin{aligned}
 V_j &= T + C_s' + C_c' - V_c \\
 &= T + T' - V_c
 \end{aligned}
 \tag{Eq. C7.1}$$

In a T-shaped exterior beam-column joint, $C_s' + C_c' = T' = 0$ is assumed. Shear from columns, V_c , is defined as the average of shear forces in the upper and lower columns, and is obtained by Eq. C7.2 using the upper bound strengths of beam hinges.

$$V_c = 2 (l_b M_b / L + l_b' M_b' / L') / (l_c + l_c')
 \tag{Eq. C7.2}$$

where M_b, M_b' : moments of left and right beams at the faces of column;
 l_b, l_b' : span lengths of left and right beams;
 L, L' : clear span lengths of left and right beams; and
 l_c, l_c' : heights of upper and lower columns.

The design shear force for the beam-column joint, V_j , at the top story calculated on the assumption that $V_c = 0$ gives safe side result.

As for a beam-column joint in a structure with yield hinges in columns, the upper bound strengths of column hinges dominate the design of the joint, so the design shear force, V_j , is given by exchanging beam forces for column forces in Fig. C7.1. The beam-column joint at the first floor level in a building with a basement floor should be designed using the upper bound strength of bottom end of the first story column and the design stress of top end of the basement column provided as a non-hinged member. For T-shaped joints in the top story or the bottom story, the design shear force of joint would be given by exchanging beam forces for column forces in inverted T-shaped exterior beam-column joints shown in Fig. C7.1. Axial force of column could be ignored because the shear force of beam-column joint is determined from bending moments and shear forces of adjacent members. The design forces produced by intermediate longitudinal reinforcement in a column with a yield hinge should be added to the forces of T and C' in Eq. C7.1 according to the intended rotation angle at the hinge region. The shear force calculated by above method is the vertical shear force, V_{jv} , and the lateral shear force, V_{jh} , could be obtained by Eq. C7.3 approximately, if necessary.

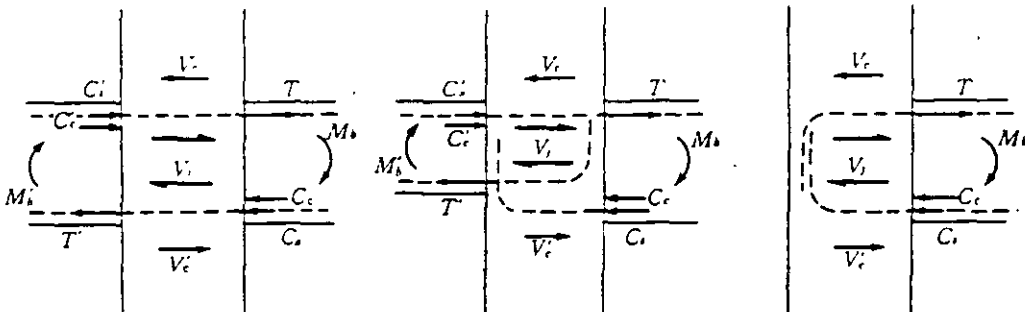


Fig. C 7.1 Internal stress resultant of joint.

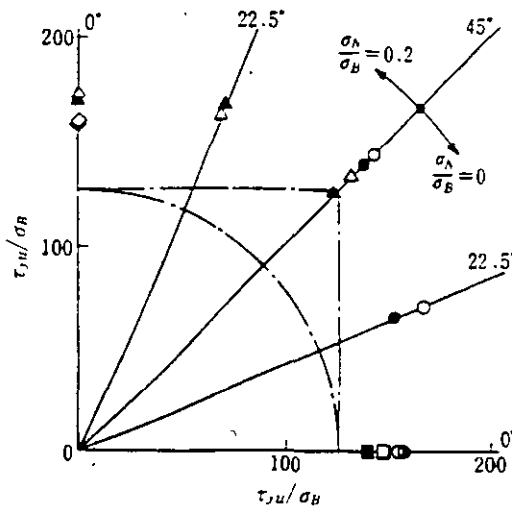
$$V_{jh} = V_{jv} (D_b / D)$$

(Eq. C7.3)

where V_{jv} : vertical shear force;
 D_b : depth of beam; and
 D : depth of column.

(3) All beam-column joints at and above the ground floor level of a structure should be designed according to the provisions of this chapter. Similarly to the design for columns, the design forces are desirable to be determined considering lateral loads acting simultaneously in two directions. The shear force in a beam-column joint subjected to the lateral loads in two directions is estimated by superposing the forces at yield mechanism in each direction, and is larger than that obtained from one directional load.

On the contrary, there are few research on the shear strength of beam-column joint subjected to any directional lateral loads. Especially there are very few research on the behavior of shear failure in beam-column joint prior to yielding of the beams or columns. As shown in Fig. C7.2, test results on three-dimensional interior beam-column joints subjected to bidirectional load reversals show that the shear strength of joint in 45 degree direction was larger than that in the main direction (beam axial direction) under no column axial force, but was not larger than that under large column axial force ($\sigma_n / \sigma_B = 0.2$) [Ref. 7.6]. The bidirectional shear strength diagram of column is represented as an ellipse. If this characteristic could be applied to beam-column joints, it would not be necessary for design of joints to consider the strength reduction due to the effect of bidirectional loads. The shear strengths and the story drift capacities of three-dimensional beam-column subassemblages after yielding at the four beam ends do not show large differences between the beam axial direction and the 45 degree direction. Therefore the guidelines allow to design a joint only in each beam axial direction, when enough shear strength is provided to the joint. Further researches on the shear strength of joint in any direction are necessary.



Loading type	axial stress ratio σ_n / σ_B	
	0	0.5
Uni-direction	□ ■	◇ ◆
Bi-direction	○ ●	△ ▲

Open mark : forward loading
 Solid mark : backward loading
 --- square lines and a circular arc
 interpolated between shear strength
 in two principal directions. (0-degree)
 calculated by Eq. 7. 1.

Fig. C 7.2 Bidirectional shear strength interaction of interior joint.

Since the joint surrounded by structural walls does not subject to so large shear in the direction of wall plane, it is not necessary to design for such joint. The joint adjacent to a structural wall, such as boundary beam-column joint in a wall, would be designed as a part of a boundary column in a wall for lateral loads in direction of the wall plane, and be designed for the embedment of longitudinal reinforcement of the boundary beam, so that it is allowed to design such joints for the transverse lateral load independently.

7.2.2 Shear Strength of Beam-Column Joint

Shear strength of beam-column joint should be based on the strength multiplying the upper bound shear stress dependent on the shape of beam-column subassemblage by the effective shear resisting area.

(1) Shear resisting mechanism

The shear resisting mechanism in beam-column joint can be considered to consist of a diagonal concrete strut action and a truss action [Ref. 7.7]. This is almost the same shear resisting mechanism as for beams and columns. The diagonal concrete strut action is the stress transferring mechanism by a diagonal compression strut of concrete connecting a pair of compression zones at the corners of joint produced by bending moments of beams and columns. The truss action is the stress transferring mechanism by tensile resistance of lateral and vertical reinforcements in the joint and by compressive resistance of uniform diagonal concrete strut in the joint panel. The truss action depends also on the bond stress transfer along the column and beam longitudinal reinforcements in the joint, so that bond deterioration reduces the stress transferred by the truss action. Previous test data show that the effect of lateral reinforcement in beam-column joints on the shear strength are not so much and the failure of diagonal compression strut of concrete dominates the strength. Therefore the guidelines have the limitation of working shear stress of concrete to prevent shear failure.

Interior joint test results of 68 specimens, tested during the period of 1966 to 1988 in Japan and other countries, were compared with actual concrete strength in Fig. C7.3. Twenty-four specimens showed shear failure in joint prior to the yielding of beams (solid triangle symbols in Fig. C7.3; J-type), and forty-four specimens showed shear failure in joint after the yielding of beams (open circle symbols; BJ-type). The vertical axis is the nominal shear stress of joint, τ_{ju} , which is the amount of maximum strength divided by the product of b_j and D_j defined in the section 7.2.2. The value of b_j in J-type takes the average width of column and beam. The horizontal axis is compressive strength of concrete cylinder, σ_B . The range of σ_B for all specimens is from 100 to 550kgf/cm² and that of J-type is from 100 to 400kgf/cm². The lower bound of τ_{ju} could be estimated to be 0.3 σ_B . Shear strengths of BJ-type are dominated by the flexural strength of beams. Though some of them were lower than 0.3 σ_B , shear failure occurred due to the increment of deformation. The deformations at shear failure in BJ-type specimens except for one specimen with very small shear span ratio were more than 1/50 in story drift which is the assurance deformation in the guidelines. Therefore shear failure in joint could be avoided when the joint shear stress is kept to be less than the joint strength of J-type specimens.

Although the shear strengths of beam-column joints plotted in Fig. C7.3 include the effect of shear reinforcement in them, the figure shows that the shear strengths increase mainly with compressive strength of concrete. Equations described the relation of shear stress and specified concrete strength were proposed previously, but most of them underestimate the shear strength in the range of

high compressive strength of concrete. Equation 7.1 is proposed modifying this tendency, in which the shear strength of beam-column joint is proportional to the compressive strength of concrete considering that shear failure is due to compression failure of concrete strut. The average ratio of τ_{ju} to σ_B is 0.345 and its deviation is 0.051 in J-type specimens. The value of 0.3 is proposed as the coefficient " κ " in Eq. 7.1. Consequently more than 80% of interior beam-column joints designed by Eq. 7.1 will have the shear strength of more than $0.3 \sigma_B$.

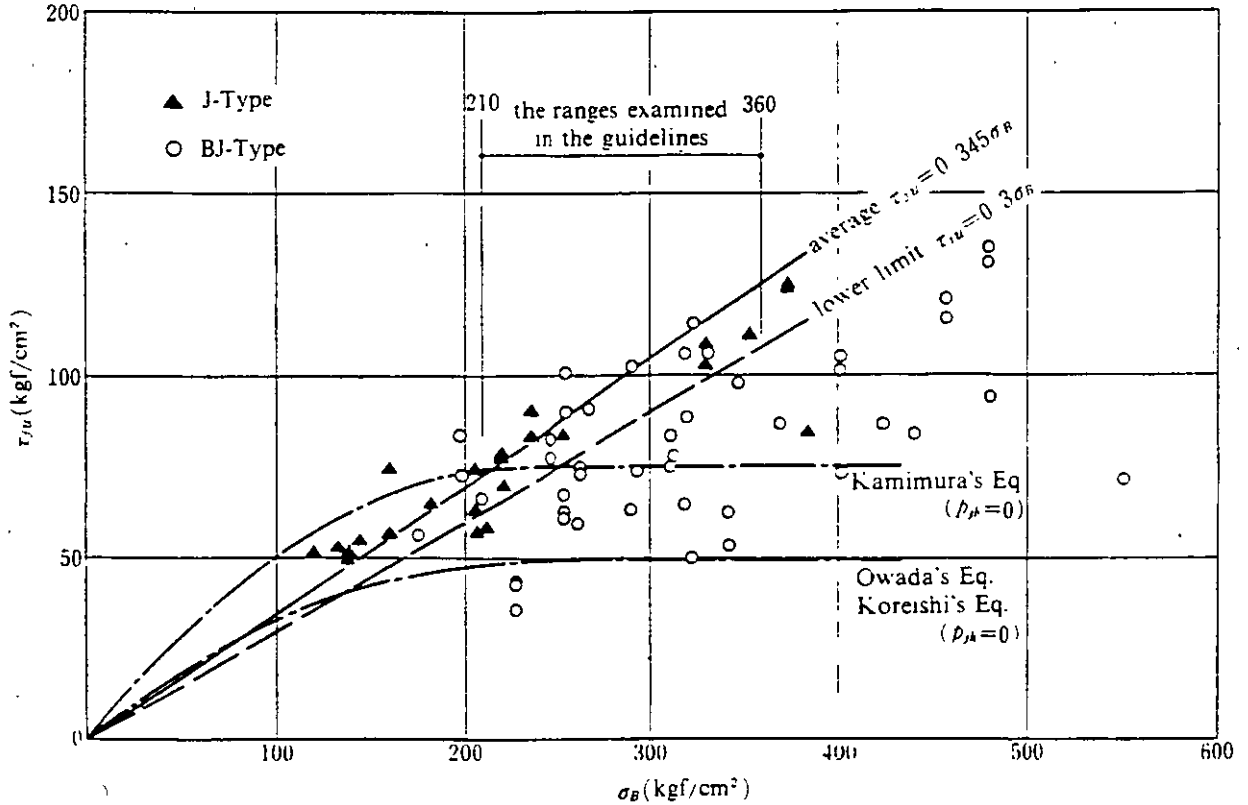


Fig. C 7.3 Average joint shear stress vs. compressive strength of concrete of interior joint with cross-shape subassembly.

As for T-shaped exterior beam-column joints as well as interior joints, test data on shear strength are summarized in Fig. C7.4. There are only five specimens of J-type and seven specimens of BJ-type. Other specimens failed in anchorage of beam bars or in flexural yield of beams. The average ratio of τ_{ju} to σ_B is 0.194 and its deviation is 0.013. Proposed value of κ in Eq. 7.1 is 0.18. More than 80% of exterior beam-column joints designed by Eq. 7.1 will have the shear strength of greater than $0.18 \sigma_B$.

The first order regression relationship among test data would be described as $\tau_{ju} = 0.249 \sigma_B + 19.2$ in kgf/cm^2 for the interior joints and as $\tau_{ju} = 0.105 \sigma_B + 21.9$ in kgf/cm^2 for the exterior joints. Judging from these regression relationships, Eq. 7.1 gives a high shear strength in the range of high compressive strength of concrete. The reason why the relation of shear strength and concrete compressive strength is expressed with a proportional expression is that such type evaluation is simple and practical for structural design, then it should be noticed that the upper bound of the specified design compressive strength of concrete is 360kgf/cm^2 . The coefficient of κ should not be used in the case that compressive strength of concrete is more than 360kgf/cm^2 .

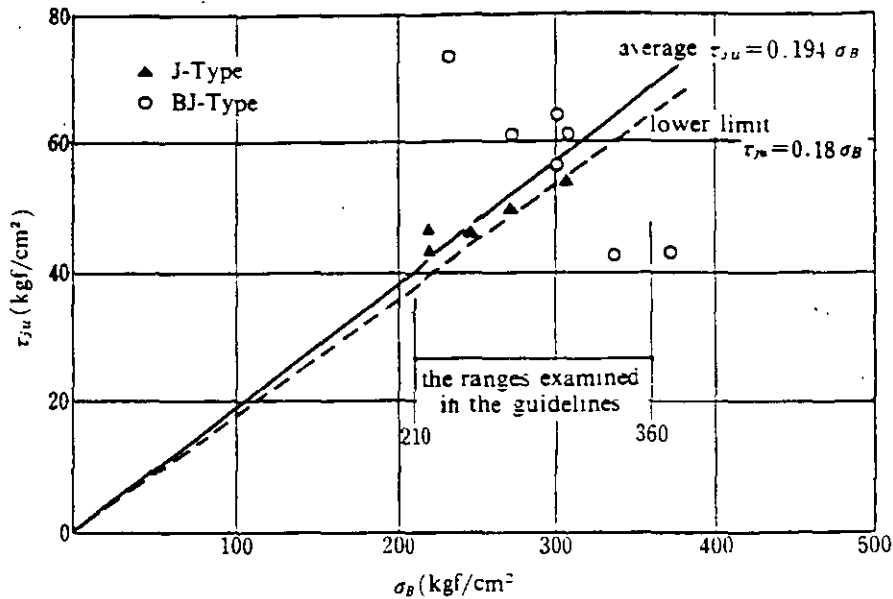


Fig. C 7.4 Average joint shear stress vs. compressive strength of concrete of exterior joint with a rotated T-shape subassembly.

(2) Effective width b_j and effective depth D_j of beam-column joint

The effective width of joint, b_j , should be obtained by adding a beam width to an effective width of column [refer to Fig. C7.5]. The effective width of column is defined as the smaller of a half distance from beam side face to column face and one-fourth of the column depth on either side of the beam. In another words, the effective width, b_j , is based on the average width of beam and column, and is limited to the sum of beam width and one-fourth of column depth, assuming that joint stresses are effectively transferred through a zone covered by four lines with their angle of $1/2$ radian from each side face of beam. This concept considers that when the beam width is very narrow against the column width or the beam connects eccentrically to the column, some part of column volume in beam-column joint far from the side face of beam does not contribute to shear strength. According to this definition on the effective joint width, it takes the average width of the beam and the column, no matter how eccentrically the beam connects to the column, when the beam width is more than a half of column width for a square column. And also it often takes the sum of the beam width and one-fourth of the column depth, when the beam width is less than a half of the column width or the beam connects to the longest side of the rectangular column. In the case that a width of beam or column is different from a width of the opposite beam or column of the joint respectively, or a couple of beams connect to a column with eccentricities different from each other, it is necessary to define another effective widths for those beam-column joints by understanding the formation of compression strut in the joints. For example, the joint with two different widths of beams takes the average width of them as b_j in Eq. 7.2. Further researches on this field are required.

The effective depth for interior beam-column joint may take column depth, D . In previous researches on beam-column joints, the effective joint depth took conventionally the moment arm of column, j_c , ignoring the effect of axial force on the arm length. It is seemed to be the same method as evaluating shear strength of beams or columns. Shear strength of beam-column joint would depend

on the diagonal compression strut of concrete which links both compression edges in the joint adjacent to the ends of beams and columns, so that it is reasonable to take the horizontal length of joint as the effective depth and also such manner is simple to calculate the strength. The effective depth for a T-shaped exterior beam-column joint takes the horizontally projected length from the outside of 90-degree hook to the beam end or the horizontal length from the beam end to the end of steel anchor plate in case of using mechanical anchorage. This is based on the same concept taking the horizontal length of compression strut of concrete as the effective depth for the interior beam-column joint

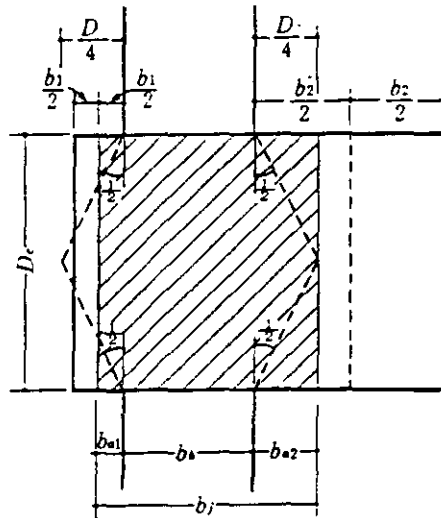


Fig. C 7.5 Defined effective width of beam-column joint, which is used in case of eccentric joint and/or different widths between beam and column.

(3) The confinement effect of transverse beams on beam-column joint

From the beam-column joint tests with non-loaded transverse beams it is well known that the transverse beams make the joint stiff and strong. Figure C7.6 shows the test data concerning the relationship between coverage ratio of a joint by transverse beams, λ , and shear strength magnification, β , of a joint with transverse beams to a joint without them [Ref. 7.8]. The solid parabolic curve shows the relationship.

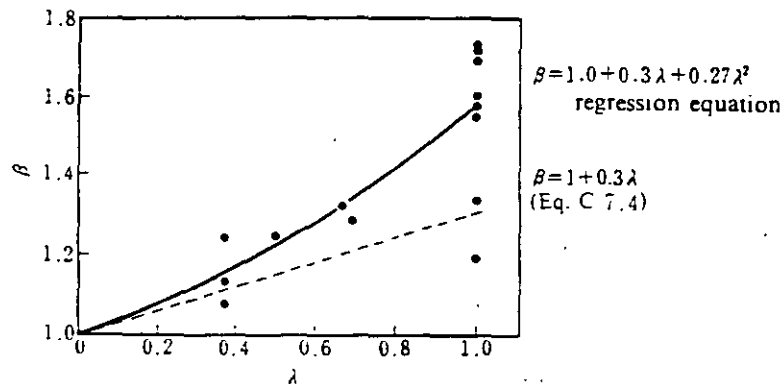


Fig. C 7.6 Relationship between shear strength magnification and coverage ratio by transverse beams.

In existing buildings, however, the beam-column joint with beam hinges subjected to bidirectional forces during an earthquake can not be confined so much by the transverse beams, because they also have yield hinges and cracks on the beam ends. The confinement effect by transverse beams on shear strength of a beam-column joint is not taken into account, because the guidelines treat a structure with a beam hinge mechanism. However, only if transverse beam bars are assured not to yield at the column face of the interior beam-column joint by forming a column yield mechanism or forming beam yield hinges located far from the column faces, the shear strength could be increased by the factor β expressed in Eq. C7.4.

$$\beta = 1 + 0.3 \lambda \quad (\text{Eq. C7.4})$$

where $\lambda = \Sigma (b_{Lb} \cdot D_{Lb}) / 2 (D_b \cdot D)$, in which b_{Lb} , D , D_b and D_{Lb} denote the width of transverse beam and depths of column, beam and transverse beam, respectively.

For the beam-column joint with a transverse beam in one direction, strength increment should not be allowed. As shown in Fig. C7.4, Eq. C7.4 gives the lowest prediction to scattering test data.

Equation 7.1 does not consider the effect of transverse beams on the shear strength of beam-column joint, because many beam-column joints in a structure designed by the guidelines have yield hinges at beam ends of all directions in principle, and the confinement effect of transverse beams cannot be expected. However interior beam-column joint test specimens with transverse beams after subjected to two times cyclic drift angle of 1/75 indicated a larger strength than that without transverse beams [Ref. 7.9]. And floor slabs also have the effect on confining the beam-column joint. So it is possible for transverse beams with yield hinges to increase a shear strength under low stress levels in the transverse beams. The relation between stress level of transverse beams and application of Eq. C7.4 should be discussed in future. The strength increment factor different from Eq. C7.4 may be used when the factor is obtained from an appropriate experiment.

7.2.3 Lateral Reinforcement

(1) Recent researches show that there is not so large effect of lateral reinforcement in a beam-column joint on its shear strength. Figure C7.7 plots the relationship between the strength ratio of shear strength to concrete strength, τ_{ju} / σ_B , and the product of the amount of lateral reinforcement and its strength, $p_{jh} \sigma_y$. The points linked by a solid line mean the specimens which were tested by the same researcher in a test series varied only the amount of $p_{jh} \sigma_y$. According to Fig. C7.7 it is very difficult to recognize the effect of lateral reinforcement on the shear strength except for a few cases. The guidelines make sure that the role of lateral reinforcement in a joint is to keep the stiffness and ductility of joint but not to increase the shear strength of joint. Then the minimum amount of lateral reinforcement is given in proportion to the ratio of design shear to shear strength of a beam-column joint.

Some foreign codes require more amount of lateral reinforcement than that required in this section, however it is difficult to arrange large amount of lateral reinforcement more than 0.3% by only hoop reinforcement and also is difficult to add sub-ties to beam-column joint against Japanese conventional construction method. This is the reason why the minimum amount of joint lateral reinforcement is 0.2%, and the amount of lateral reinforcement of 0.3% is required for the joint whose design shear stress is nearly equal to its shear strength. It is desirable to establish a reasonable design

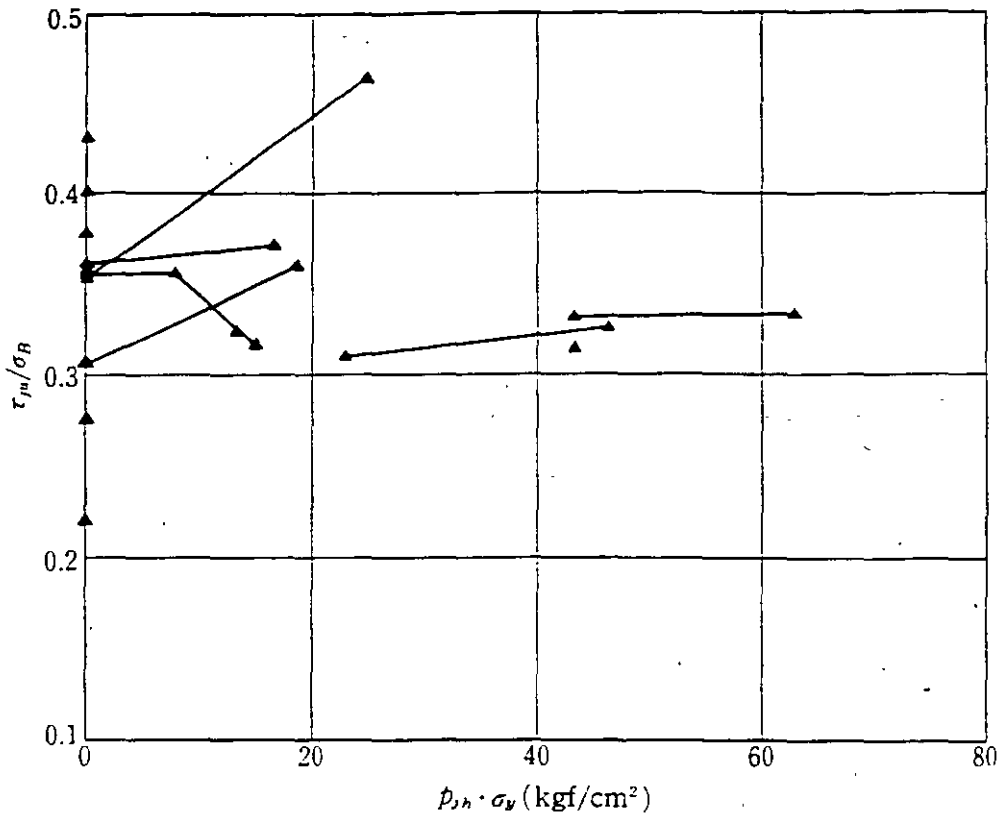


Fig. C 7.7 Shear strength of interior joint divided by concrete strength vs. product of lateral reinforcement ratio and its yield strength.

method for lateral reinforcement in a beam-column joint considering the effect of column axial force and bond strength, the required deformation capacity of yield hinge adjacent to the joint, and anchorage strength of hooked bars in T-shaped exterior joint.

(2) Design for vertical reinforcement in a beam-column joint is not required in the guidelines, because usual columns would have at least a intermediate longitudinal bar in each column face and the bar works as the vertical shear reinforcement. The effect of vertical shear reinforcement on joint shear strength is not clear yet, but test results of T-shaped exterior joints show that the lateral and vertical shear reinforcement arranged with well balance and a large axial force of column prevent a shear failure of joints after yielding of the beams [Ref. 7.12]. The intermediate column bars of joints with yield hinges in beams are useful to resist joint shear force because the bars are not subjected to so large tension by the column end moments, but the bars of joints with yield hinges in column may not be useful. Therefore it would be necessary to arrange additional lateral shear reinforcement instead of the vertical shear reinforcement for the joints of the latter.

7.3 Anchorage of Beam and Column Reinforcements

7.3.1 Anchorage Method

Longitudinal reinforcement of beam with an intended yield hinge, as a general rule, shall pass through the column core of the beam-column joint or shall be anchored into column core of the beam-column joint with a 90 degree hook. Development length of a bar shall be counted from the critical section at the column face or at the top and bottom beam faces.

7.3.2 Anchorage with 90-Degree Hook

Development length shall conform to requirements in Chapter 9. Beam longitudinal reinforcement shall be extended beyond the mid-depth of column with a 90-degree hook. Extension of a 90 degree hook shall be placed in the beam-column joint.

7.3.3 Bars Passing through Joint

When longitudinal reinforcement of beams or columns with intended yield hinges at both faces of joint passes through the joint, bar size to member depth ratio shall be determined not to cause significant stiffness reduction or slip-type hysteretic behavior under load reversals.

[Commentary]

7.3.1 Anchorage Method

(1) Longitudinal reinforcement of beam normally passes through an interior joint and is anchored with 90-degree hook in an exterior joint. It is desirable to avoid the bond deterioration, because yielding of the beam longitudinal reinforcement is liable to penetrate into the joint and to deteriorate bond resistance along the reinforcement, consequently it causes also deterioration of hysteretic energy dissipation. The bond deterioration may be delayed in the interior joint by passing the beam reinforcement in the confined concrete core, and by limiting the bond stress level in design. The limitation of bond stress level is specified in 7.3.2 and 7.3.3.

(2) Joint cover concrete adjacent to a loaded beam may spall out or fail in punching shear with cone-shape by tension of beam reinforcement, resulting in a reduction of development length. The development length is necessary to be evaluated at the face of core concrete in joint if such phenomenon would occur from early stage. Anchorage capacity of a bar subjecting to compression force does not reduce so much than that under tensile force.

This guidelines adopts the way as the critical section for calculating the development length of a bar is taken at the face of column conventionally, because spalling of cover concrete or reduction of bond resistance after bar yielding is affected by many factors and these behaviors are not so clear.

7.3.2 Anchorage with 90-degree Hook

(1) According to T-shaped exterior beam-column joint tests where beam bars were anchored with 90-degree hooks, local compression failure of concrete inside the bar bends or splitting failure of cover concrete beside the bar bends were reported as the failure mode of anchorage, even if the difference of failure modes between anchorage and joint shear were not clearly distinguished. The

failure of anchorage should be prevented, because it causes the rapid strength reduction and the poor energy absorption in hysteretic characteristics.

The required development length is specified in Chapter 9. According to recent studies, strength of anchorage depends on the horizontal projection length of a beam bar including the bend portion, but it does not relate to the vertical extension of the beam bar beyond 12 times bar diameter, d_b . Then it is better to locate a hook as outside as possible in order to get as long horizontal development length as possible and to extend the beginning of bent at least beyond the mid-depth of column.

The strength of anchorage with hook is affected by many kinds of factors, such as a radius of hook and a thickness of cover concrete in a beam-column joint. Some of the proposed equations on anchorage strength are based on the strength estimated by the sum of bond resistance along the horizontal development and anchorage resistance at the bent portion. Equation C7.5, however, evaluates a local compressive strength of concrete, f_{bear} , at the inside of hook as the anchorage strength, P , assuming that bond deterioration of horizontal part of a bar will occur soon after the yielding of beam [Ref. 7.13].

$$P = w d_b f_{bear} \sin \theta h / (h-j) \quad (\text{Eq. C7.5})$$

where $w = \beta \sqrt{2} r \cos (\pi / 4 - \theta)$

$$\theta = \tan^{-1}(l_{dh} / j)$$

$$l_{dh} = l_1 + r + d_b$$

$$\beta = (r / 3d_b)^{-0.84}$$

$$f_{bear} = \alpha \gamma \sqrt{\sigma_B}$$

$$\alpha = 16.1 C_0 / d_b$$

$$\gamma = 1 + 30 A_s / (l_1 s),$$

in which d_b : diameter of bar;

h : distance of horizontal support of column;

r : radius of hook;

σ_B : compressive strength of concrete;

l_1 : development length of straight portion;

A_s : sectional area of lateral reinforcement;

s : spacing of lateral reinforcement;

j : moment arm of beam; and

C_0 : thickness of cover concrete from column face to center of bar. All parameter above are measured in kgf and cm.

The average ratio of experimental strengths to calculated strengths by Eq. C7.5 is 0.95 and its deviation is 0.18. The test data used in this evaluation consist of those of 73 specimens. Equation C7.5 is provided only for the bar at the extreme edge, and further discussion is necessary on the evaluation of group effect of multi-bars including intermediate bars.

(2) To prevent congestion of bar arrangement in a beam-column joint with bent down hooks for top bars and bent up hooks for bottom bars of a beam, U-shaped bar arrangement is used practically in which both the ends of the top and bottom bars are connected in the joint [Ref. 7.15]. Sometime it occurs that an extension of hook is placed below/above a beam-column joint or enough horizontal

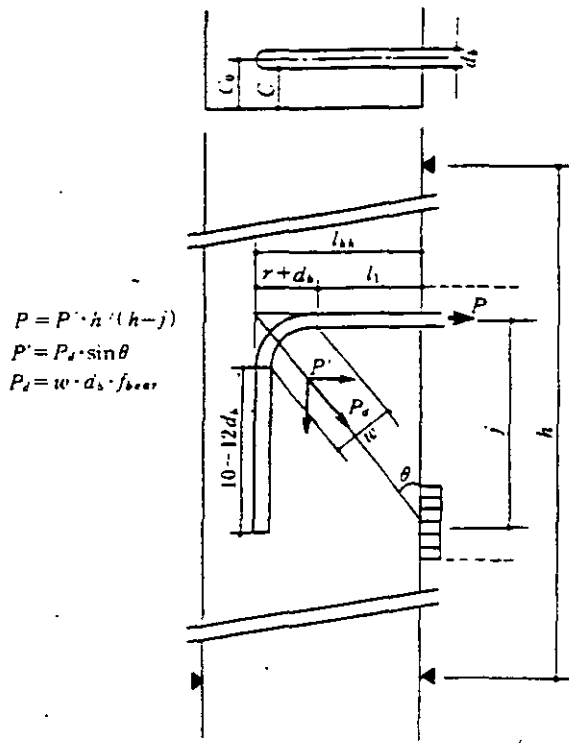


Fig. C 7.8 Definition of variables used in Eq. C 7.5 which evaluates anchorage strength of 90-degree hooked beam bar.

projection cannot be provided within the joint. In these cases, shear failure or anchorage failure in the joints is prevented by ways that transverse reinforcement placed at just inside of the hook can resist against the large local compression due to the hook and the lateral reinforcement placed beside the hook can transfer the beam tension to the backside of column [Ref. 7.16].

Cover concrete on backside of column spalls off so easily that the extension of hook reduces its anchorage strength in case that the extension is placed in the same layer as the extreme bars of column. There is no requirement about the thickness of cover concrete behind the extension of hook, because of few research on it. Some experiments showed the punching shear failure at the part between the column bars, when the beam bars subjected to compression force. Another experiment in which specimens had adequate distance between the layers of extension and extreme column bar (the distance was more than the spacing of column bars) prevented the anchorage failure [Ref. 7.17]. Even in this case, it is desirable that the column bars near by the extension of hook are confined by hoops or sub-ties. It had better keep the development length rather than keep the thickness of cover concrete behind the extension of hook, when it is difficult to keep enough horizontal projection length against the column depth.

7.3.3 Bars Passing Through A Beam-column Joint

The average bond stress in a beam-column joint, τ_a , of beam longitudinal reinforcement passing through the joint is described by Eq. C7.6.

$$\tau_a = a_s \Delta\sigma_s / D \phi_s \quad (\text{Eq. C7.6})$$

where $\Delta\sigma_s$: stress difference of a bar at the both faces of a joint;

D : depth of column;

a_s : cross sectional area of bar; and

ϕ_s : perimeter of bar.

Using a diameter of the bar, d_b , instead of a_s or ϕ_s , Eq. C7.6 is modified to Eq. C7.7.

$$\tau_a = \Delta\sigma_s d_b / 4D \quad (\text{Eq. C7.7})$$

Beam longitudinal reinforcement in a beam-column joint with beam yield hinges at the ultimate strength stage reaches its tensile yield strength at the joint face, but does not reach its compression yield strength under the condition of large reinforcement ratio of tension bars to compression bars. In case both the tension and compression bars yield, the stress difference of a beam bar at both the faces of joint can be presented as $2\sigma_{yu}$, using the steel strength for calculating the upper bound bending strength, σ_{yu} . Bond strength is assumed to be proportional to the square root of the compressive strength of concrete, then bond strength, τ_a , is described as $\gamma \sqrt{\sigma_B}$. And substituting these relations to Eq. C7.7, Eq. C7.8 is obtained as follow:

$$D/d_b = \sigma_{yu} / (2\gamma \sqrt{\sigma_B}) \quad (\text{Eq. C7.8})$$

Here assuming that μ is equal to 2γ , Eq. C7.9 is driven as the proposed design equation.

$$D/d_b \geq \sigma_{yu} / (\mu \sqrt{\sigma_B}) \quad (\text{Eq. C7.9})$$

There is no recommendation for the value of μ in the design guidelines. The New Zealand design code recommends some values to prevent the pulling out of bars certainly from a joint with yield hinges at its both faces. It is very difficult to prevent beam bars from being pulled out because of the conventional combinations of material strength, bar size and column size used usually in Japan, and then some bond deterioration is allowed in the guidelines.

The bond deterioration and pulling out of beam longitudinal reinforcement from a joint cause slip-type hysteretic behavior with poor energy absorption capacity, and also they are accompanied with the following problems: (1) large response drift; (2) large pulling out deformation prior to flexural yielding; (3) early compression failure of concrete at beam end due to large rotation at the beam end; and (4) difficulty to repair the failure of pulling out.

However, since the bond deterioration in a joint expands gradually with increment of displacement, it is expected that large and sudden strength reduction will not occur even though the bond has been lost completely in the joint, if beam bars are assured to be anchored in some places in the both beams and the compression zones of beam ends are well confined to prevent the compression failure.

The recent research [Ref. 7.1] led the μ value in Eq. C7.9 with the following process: (1) It was ascertained by the response analysis with slip-hysteresis model that hysteretic energy absorption capacities do not affect so much on earthquake responses; (2) the index of allowable slip characteris-

TABLE C 7.1 MINIMUM COLUMN DEPTH WITH BEAM BARS PASSING THROUGH A JOINT IN ORDER TO PREVENT ITS BOND DETERIORATION, SATISFYING A CONDITION OF $D/d_b \geq \sigma_{yu}/10\sqrt{\sigma_B}$

SD35	D22	D25	D29	D32	D35	D38	D/d_b
$\sigma_B = 210$	67	76	88	97	106	115	30.2
240	63	71	82	91	99	108	28.2
270	59	67	78	86	94	102	26.6
300	56	64	74	81	89	96	25.2
330	53	61	70	78	85	92	24.1
360	51	58	67	74	81	88	23.1

SD40	D22	D25	D29	D32	D35	D38	D/d_b
$\sigma_B = 210$	76	87	101	111	121	132	34.5
240	71	81	94	104	113	123	32.3
270	67	77	89	98	107	116	30.4
300	64	73	84	93	102	110	28.9
330	61	69	80	89	97	105	27.5
360	58	66	77	85	93	101	26.4

[Note]

Values of column depth are rounded up.

Upper bound strength of beam bars are as follows:

for SD35-bars: $\sigma_{yu} = 1.25 \times 3500 = 4375 \text{ kgf/cm}^2$; and

for SD40 bars: $\sigma_{yu} = 1.25 \times 4000 = 5000 \text{ kgf/cm}^2$.

tic was defined as the equivalent damping coefficient, h_{eq} , of 0.1 or more at the drift angle of 1/50; (3) the relationship between h_{eq} and bond index, $\tau_s (= \sigma_{yu} d_b / 2D)$ was investigated using experimental results; and (4) the factor of μ was proposed to be 10.0.

It is noticeable that the earthquake response drift is not so much affected by the hysteretic energy absorption capacity, but the number of-reversals with large response drifts increases.

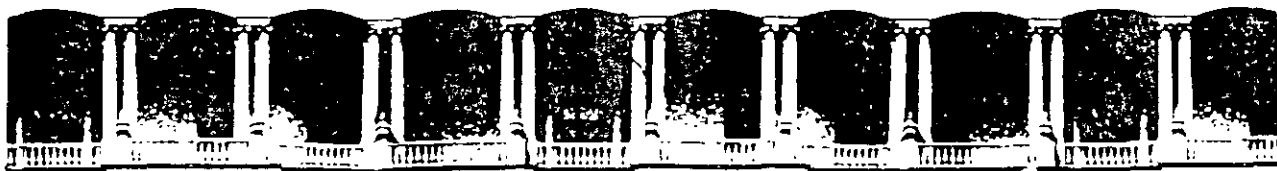
Applying 10.0 for μ in Eq. C7.9, the required column depths, D, are listed in Table C7.1 in the relationship among d_b , σ_{yu} , and σ_B . In the table, the upper bound material strength is assumed for σ_{yu} , that is the stress of longitudinal beam bar at the yield mechanism assuring design.

According to Table C7.1, the column depths have become unreality in case of using large size of beam bars and the combinations of column depth and beam bar size commonly used in the current design are strictly restrained. These are from using the upper bound strength of steel and for assuring the yield mechanism. However, it is allowed for practical use to ease this restriction listed in Table C7.1 by the following reasons: (1) Dynamic response of drift using the upper bound strength is smaller than that using the reliable strength; (2) bond deterioration does not lead to serious problems comparing with the strength reduction due to shear failure; and (3) some connections are allowed to ease this restriction if the restriction is satisfied on the average in a whole structure (or at least in

every story). For the time being, μ is allowed to take 12.5 for practical use. Then 0.8D in Table C7.1 is allowed to be used

REFERENCES

- 7.1] Kitayama, K. and H. Aoyama. "Earthquake Resistance of Reinforced Concrete Beam-column Subassemblages," Proceedings. Seventh Japan Earthquake Engineering Symposium-1986. December. 1986 (in Japanese).
- 7.2] Ohkoshi, T., "A Two-dimensional Stress Analysis of Beam-column Connections by Variational Method (Parts 1 to 3)," Transaction of AIJ. Nos.202 to 204, Dec., 1972 to Feb., 1973 (in Japanese).
- 7.3] Kusakari, T., O. Joh, and T. Shibata, "An Experimental Study on Failure of Three-dimensional Reinforced Concrete Beam-column Joints," Proceeding of AIJ Hokkaido Branch Meeting. Vol. 57, March. 1984 (in Japanese).
- 7.4] Ohtsuki, K., "A Study on Stress and Deformation of Beam-column Joints in Reinforced Concrete Frame Structure," Proceeding of AIJ Hokkaido Branch Meeting, Vol. 34, August, 1970 (in Japanese).
- 7.5] AIJ, "Research Data on Non-structural Reinforced Concrete Walls with Structural Gaps." March. 1988 (in Japanese).
- 7.6] Fujimura, M., Y. Nishimura, and K. Minami, "Behavior of Three-dimensional Beam-column Sub-assemblages under Bidirectional Loading," Proceedings of Japan Concrete Institute, Vol. 10, No. 3, June. 1988 (in Japanese).
- 7.7] Paulay, T., R. Park, and M.J.N. Priestly, "Reinforced Concrete Beam-column Joints under Seismic Actions." ACI Journal, Vol. 75, No. 11, November, 1978.
- 7.8] Ohwada, M., "A Study on Effect of Transverse Beams on Reinforced Concrete Beam-column Joints," Summaries of Technical papers of AIJ Annual Meeting, October, 1981 (in Japanese).
- 7.9] Kitayama, K., C. Kojima, S. Otani and H. Aoyama. "Behavior of Reinforced Concrete Interior Beam-Column Joints Subjected to High Shear," Proceedings of JCI, Vol. 11, No. 2, June. 1989 (in Japanese).
- 7.10] ACI, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318M-83)," June, 1984.
- 7.11] Standard Association of New Zealand. "Code of Practice for The Design of Concrete Structures (NZS 3101)," July. 1982
- 7.12] Kaku, T. and H. Asakusa, "Resistance and Ductility of Exterior Reinforced Concrete Beam-column Joint." JCI Colloquium on Ductility of Concrete Structures and Its Evaluation, March, 1988 (in Japanese)
- 7.13] Fujii, S., S. Goto, S. Morita, and G. Kondo, "Behavior of 90-Degree Hooked Bar Anchorage in Exterior Beam-Column Joint. Part-2: Evaluation of Anchorage Capacity." Summaries of Technical Papers of AIJ Annual Meeting, October, 1983 (in Japanese).
- 7.14] For example: Ogura, K., T. Kameda and K. Yoshimatsu, "An Experimental Study on Exterior Beam-Column Joints," Summaries of Technical Papers of AIJ Annual Meeting, June, 1976 (in Japanese).
- 7.15] Kameda, Y. and et al., "A Study on U-Shaped Anchorage Method of Longitudinal Beam Bars



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA

MODULO IV: DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA:

**CRITERIO DE DISEÑO SISMICO
EL MODELO MATEMATICO DE UNA ESTRUCTURA**

**EXPOSITOR: M. EN C. ENRIQUE DEL VALLE CALDERON
1997**

EL MODELO MATEMATICO DE UNA ESTRUCTURA

Enrique del Valle *

Resumen

El análisis de cualquier estructura se lleva a cabo elaborando un modelo matemático que trata de tomar en cuenta las peculiaridades estructurales que se tengan. Sin embargo, es frecuente que no haya concordancia entre el modelo matemático que se empleó en el análisis de la estructura y la estructura real, ya sea por deficiencias en las hipótesis simplificadoras que se hicieron al elaborar el modelo matemático para que éste sea fácil de analizar con las herramientas disponibles (programas de computadoras, métodos numéricos iterativos, métodos aproximados, etc.) o por que no hubo una transmisión adecuada de esas hipótesis a las personas que se encargan de materializar la estructura, a través de los planos constructivos y lo que se construye modifica substancialmente esas hipótesis, invalidando el análisis que se hizo y alterando radicalmente el comportamiento previsto bajo diversas sollicitaciones.

En este artículo se discuten algunas de las idealizaciones comunes y los problemas que suelen presentarse.

* Profesor titular. División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM

Presidente, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.

Introducción

Al analizar una estructura hiperestática es necesario establecer la compatibilidad entre esfuerzos y deformaciones con objeto de calcular las reacciones y elementos del estado de fuerzas internas, o elementos mecánicos (momentos flexionantes, fuerzas cortantes y fuerzas normales) y poder diseñar la estructura para que resista esos efectos.

En general las estructuras son tridimensionales, pero para facilitar su análisis se elaboran modelos matemáticos más simples, reduciéndolas a estructuras planas cuyo análisis es más sencillo, buscándose que los resultados sean conservadores.

Recientemente se han desarrollado varios programas de computadora que permiten realizar el análisis de las estructuras en tres dimensiones encontrándose, en ocasiones, que las hipótesis simplificadoras hechas para reducirlas al plano no siempre conducen a resultados conservadores. Se han desarrollado también métodos que emplean elementos finitos para definir mejor las distribuciones de esfuerzos y deformaciones en distintas zonas de la estructura.

Por otra parte, existen muchas incertidumbres en la determinación de los parámetros que intervienen en el modelo matemático de la estructura, ref. 1, como son el módulo de elasticidad del material, los momentos de inercia y áreas de las secciones de las barras, la influencia de agrietamiento y refuerzo en el caso de estructuras de concreto reforzado, la influencia de las zonas de intersección entre barras especialmente cuando

las dimensiones de éstas son una fracción importante de la longitud, la contribución del sistema de piso a la rigidez de las traves, etc., lo que dificulta la definición del modelo matemático adecuado.

Lo más común es suponer que el comportamiento de la estructura será elástico; sin embargo, hay ocasiones en que el análisis mismo implica comportamiento no lineal, lo que suele tomarse en cuenta de manera muy simplificada, empleando, por ejemplo, factores de reducción por ductilidad, como en el caso del análisis sísmico aplicando el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Es importante reconocer que lo importante no es el análisis del modelo matemático en sí, ya que por muy bien hecho que esté, empleando las mejores herramientas disponibles, si no hay congruencia entre el modelo y la estructura real, dicho análisis y seguramente el diseño de la estructura empleando sus resultados, no sirven para nada, aunque sin embargo, se puede tener una falsa sensación de seguridad.

En muchas ocasiones, siendo razonables las hipótesis hechas y los parámetros empleados en el análisis y diseño de la estructura, son invalidados al momento de construirla ya sea por información inadecuada a través de los planos constructivos o bien por no respetar las recomendaciones contenidas en ellos debido a que puedan ser difíciles de realizar y el constructor considere que no son necesarios ciertos detalles que allí se especifican.

Una de las causas más frecuentes de daños por sismo, por ejemplo, se debe a la manera inadecuada en que se construyen los muros divisorios y otros elementos "no estructurales" que el proyectista consideró que no era conveniente que formaran parte integrante de la estructura, pero que, o no espe-

cificó claramente en los planos cómo se debían construir, esto es, que holguras debía haber entre la estructura y esos elementos, o el constructor no respetó lo especificado, por falta de supervisión, negligencia o incluso a veces, de buena fé, pensando que si liga esos elementos a la estructura va a incrementar la resistencia de la misma, ref. 2. Los efectos de ésto pueden ser desastrosos y llevar incluso al colapso parcial o total de la estructura.

Otro problema que suele presentarse es el de la sobresimplificación del modelo de la estructura para que sea económico su análisis y diseño, debido a la dificultad que enfrentan los estructuristas para obtener una remuneración adecuada por sus servicios. Muchas veces las personas que solicitan el cálculo de la estructura creen lograr grandes economías pagando muy poco por el cálculo de la misma, lo que obliga al estructurista a reducir su trabajo al mínimo, tipificando ~~excesivamente y diseñando en general la estructura sobrada, lo que redund~~ en un costo de obra mucho mayor que el ahorro que se hizo en los cálculos y quedando la incertidumbre de que el análisis y diseño no fueron lo suficientemente detallados y puede haber algunas zonas críticas que no hayan quedado sobradas, que presenten problemas posteriores. Desgraciadamente se ha detectado que esta situación ha sido propiciada en buena parte por personas carentes de escrúpulos y ética profesional, que cobran muy barato, pero no analizan ni diseñan la estructura, sino que, basados en una dudosa experiencia "inventan" las secciones y armados de los distintos elementos de la estructura, entregando ésta resuelta en uno o dos planos llenos de tablas con armados tipo, sin detalles adecuados y con unas memorias de cálculo francamente ridículas. Cabe comentar que actualmente el precio máximo que se paga por calcular una estructura normal es muy inferior a lo que se paga por "limpieza" de la obra al terminarse ésta.

Una situación frecuente también es que se exijan los cálculos en un plazo excesivamente breve, porque la obra ya se inició o porque hay que iniciarla en un plazo determinado, presionándose al estructurista para que termine su trabajo con brevedad, lo que impide en ocasiones realizar un análisis detallado y obliga a hacer hipótesis simplificadoras que no siempre son conservadoras.

En ocasiones el mismo estructurista invalida el análisis en que basó su diseño, cuando encuentra que los armados que obtiene a partir de los elementos mecánicos calculados son excesivos, por haber resultado inadecuado el dimensionamiento preliminar y decide modificar las secciones de algunos elementos sin verificar qué implicaciones puede tener ésto en los resultados del análisis.

Discutiremos a continuación los tipos de estructuración y materiales de construcción más usuales.

Sistemas estructurales actuales.

Tipos de elementos estructurales. Para crear una estructura el ingeniero dispone de distintos tipos de elementos estructurales como son: barras de eje recto, trabajando a tensión o compresión simple, a flexión, en general combinada con fuerza cortante y muchas veces con tensión o compresión; muros, placas y losas, con cargas en su plano o perpendicularmente a él, arcos, cáscarones, etc.

Los materiales más usados para fabricar estos elementos son, en aquellos que intervienen esfuerzos de tensión, el concreto reforzado o presforzado, el acero estructural y la madera; para aquellos en que predominan los esfuerzos de compresión, se emplea también con mucha frecuencia la mampostería de piedra, -- adobe o tabique, además de los ya mencionados.

Combinando materiales y elementos estructurales se integra lo que conocemos como un sistema estructural.

Entre las estructuras más usuales tenemos las edificaciones de tipo urbano, destinadas a habitación, fábricas, oficinas, recreación, etc. y hacia ellas se orientará la discusión que sigue.

Sistemas estructurales de tipo esquelético.

Se conoce como estructuras esqueléticas a las formadas por columnas y traveses, sobre las cuales apoya un sistema de piso que puede ser prefabricado o construido monolíticamente con las traveses, en el caso de las estructuras de concreto reforzado. Como se mencionó anteriormente, este tipo de estructuras es tridimensional, pero es común analizarlo como una serie de estructuras planas. Esta idealización es más o menos correcta cuando las columnas son verticales y están dispuestas de modo que se formen marcos en dos direcciones ortogonales.

Cuando las columnas son inclinadas por requisitos funcionales o arquitectónicos ó los marcos no son ortogonales puede haber discrepancias importantes en los resultados del análisis como marcos planos con respecto a los obtenidos en un análisis como estructura tridimensional empleando un programa de computadora apropiado, ref. 3.

En el análisis de los marcos planos se supone usualmente que tanto las traveses como las columnas son elementos de eje recto de sección constante y se representan por sus ejes centroidales. No es común considerar la variación que ocasiona en la rigidez angular de las barras la zona de intersección entre ellas; en general este efecto es mayor en el caso de las columnas, que tienen longitudes menores y en las cuales la proporción de la zona de intersección con respecto al claro entre ejes suele ser importante sobre todo cuando las traveses son peraltadas. Si todos los marcos tienen traveses del mismo peralte el error que se

comete al despreciar este efecto no es grande, pero sí, como ocurre en estructuras modernas, los marcos de fachadas tienen trabes mucho más peraltadas que las interiores para que se aprovechen pretiles o faldones como elementos estructurales, puede cometerse un error importante al calcular la rigidez ante fuerzas laterales que conduce a la subestimación de la rigidez real de los marcos con trabes peraltadas y por consiguiente la asignación de fuerzas de diseño inferiores a las que realmente absorberán esos marcos en función de su rigidez. Esta ha sido la causa de agrietamientos severos por sismo en estructuras de este tipo, en general debido a insuficiente resistencia por fuerza cortante de las columnas en el claro libre entre trabes peraltadas. Una de las recomendaciones más importantes para lograr ductilidad de estructuras de marcos situadas en zonas sísmicas es buscar que se formen articulaciones plásticas en las trabes antes que en las columnas, pues de ese modo se reduce la demanda de ductilidad local que se requiere en esas articulaciones cuando las fuerzas actuantes son mayores que las de diseño, ref 4,5. Bertero, ref 6, recomienda que para evitar fallas por cortante las columnas se diseñen para resistir el cortante que resultaría de dividir la suma de los momentos últimos que resisten las columnas en sus extremos, entre el claro libre entre paños de trabes, lo que conduce a un armado mucho mayor que el que se obtiene con las hipótesis normales.

Usualmente se supone que el momento de inercia es constante a lo largo de las barras; sin embargo, en el caso de estructuras de concreto, la posibilidad de que las secciones sometidas a momentos importantes funcionen como sección agrietada en vez de como sección plena, hace que los momentos de inercia efectivos sean en realidad variables. La inclusión de este hecho en el modelo matemático es bastante complicado, pues es necesario emplear un número mayor de

nudos al definir la estructura o emplear el método del elemento finito.

En el caso de las trabes es especialmente importante el efecto que puede tener la contribución del sistema de piso a la rigidez. El aumento en el momento de inercia de la trabe al tomar en cuenta sección T en lugar de rectangular cuando se cuele la losa monolítica con la trabe, es del orden de un 100%; sin embargo, habría que tomar en cuenta al incluir este efecto la posibilidad de agrietamiento de la sección en las zonas de máximo momento así como el signo del momento aplicado, pues la contribución de la losa a la rigidez será menor cuando esté sometida a esfuerzos de tensión y mayor cuando lo esté a compresión (ref 1)

La relación de rigideces relativas (I/L) entre trabes y columnas es un parámetro muy importante en el comportamiento de los marcos sometidos a fuerzas laterales. El análisis aproximado de ellos puede estar muy equivocado si dicha relación es pequeña. Blume, ref 7, propone el empleo de un índice de rotación nodal que es igual a la suma de rigideces relativas de las trabes entre la suma de rigideces relativas de las columnas en que apoyan esas trabes valuado en el piso medio del marco. Si el índice de rotación nodal es mayor de 0.1 habrá punto de inflexión en el diagrama de momentos de las columnas, esto es, se flexionarán con curvatura doble, pero si dicho valor es inferior, habrá algunos tramos de columna flexionadas en curvatura simple, lo que invalida los resultados de métodos aproximados. Si el valor es muy pequeño la estructura no será en realidad un marco sino un "voladizo disfrazado de marco",

Hay que recordar que muchos edificios han sido analizados empleando métodos aproximados, ya que el empleo de computadoras para este fin es relativamente reciente (a lo sumo unos 15 años).

Obviamente la rigidez lateral de una estructura con índice de rigidez nodal baja será menor. Esto es especialmente aplicable al sistema estructural de losas planas aligeradas sobre columnas, muy en boga en la construcción de edificios altos en la actualidad, que lleva a estructuras sumamente flexibles en las que se tienen daños importantes en elementos no estructurales, aún con temblores relativamente pequeños. Cabe mencionar aquí además que se ha encontrado que la ductilidad que son capaces de desarrollar estos sistemas no es tan alta como permite el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, debido a la dificultad de que se formen articulaciones plásticas en la zona de capiteles, ref 8, recomendándose que se use un valor de reducción por ductilidad cuando mucho de 2 para estructuras de este tipo, lo que implica diseñarlas para fuerzas laterales más grandes. En este tipo de sistema estructural se aplican también los comentarios relativos a variaciones en las propiedades geométricas de la estructura equivalente a lo largo de las barras.

Las deformaciones que producen las fuerzas cortantes y las normales en una estructura de tipo esquelético sometida a fuerzas horizontales suelen despreciarse considerando que su valor es muy pequeño comparado con las deformaciones que produce la flexión de las barras de la estructura. Esto generalmente es correcto, pero cuando la esbeltez de la estructura es grande, entendiéndose por esto el cociente de la altura de la estructura entre el ancho efectivo de la misma, sin incluir voladizos, los efectos de la fuerza normal son importantes, ref 1. Dowrick, ref 5, recomienda que no se usen relaciones de esbeltez mayores de 3 a 4, para evitar contribuciones importantes de las deformaciones por fuerza normal a la deformación total. Cuando las dimensiones de las barras son grandes en comparación con su claro libre, las deformaciones por cortante son asimismo importantes, y no tomarlas en cuenta puede llevar a errores de consideración.

Con el empleo cada vez más frecuente de las computadoras en el análisis de estructuras, es muy fácil tomar en cuenta ambos efectos. Cabe mencionar aquí que al tomar en cuenta las deformaciones producidas por fuerza normal en el análisis de cargas gravitacionales hay que tomar en cuenta la forma en que se va cargando la estructura en realidad al ir la construyendo, pues se dan ca sos en que los momentos flexionantes en las trabes resultan con signo contrario al que podría esperarse, debido a diferencias en el acortamiento de las columnas por carga axial.

Sistemas estructurales en que se emplean muros o marcos contraventados

Se pueden presentar dos casos, que únicamente haya muros o marcos contraventados o bien que éstos elementos se combinen con marcos sin contraventear.

El análisis y modelado matemático del primer caso es mucho más sencillo pues no hay los problemas de interacción que se presentan en el segundo caso.

Los muros pueden fabricarse con mampostería de tabique o de bloques de ce mento o bien hacerse de concreto reforzado cuando se requiere mayor resistencia.

La determinación de las propiedades elásticas de los muros de mampostería tiene serias incertidumbres pues dependen de una serie de parámetros difíciles de controlar, como son el espesor de las juntas, la calidad del mortero y de las piezas de mampostería, etc. Usualmente se confinan los muros de mampostería con elementos de concreto verticales y horizontales para mejorar las propiedades de ductilidad de estos elementos, ver refs 9 y 10. Este tipo de muros suele modelarse como viga, considerando que la mampostería absorbe fuerzas cortantes y los elementos de confinamiento absorben los efectos de momentos de volteo en el plano del muro. Alternativamente, puede usarse un modelo matemático tipo armadura, en que los patines y montantes son los elementos de confinamiento y los muros

se idealizan como diagonales de compresión equivalentes.

La precisión que puede alcanzarse en ambos modelos es muy dudosa, pues como se mencionó, es muy difícil estimar los parámetros que intervienen, tanto elásticos como geométricos. Al estimar estos últimos debe considerarse la posibilidad de agrietamiento, sobre todo de aquellos elementos que pueden estar a tensión.

El modelado de muros de concreto es un poco más confiable; sin embargo, es difícil la consideración de agrietamiento, lo que puede redundar en sobreestimaciones de la rigidez de estos elementos.

La hipótesis usual de que la base de los muros está empotrada no siempre es adecuada, pues se obtienen concentraciones importantes por momento de volteo que pueden provocar cierto giro de la cimentación, con pérdida importante de la rigidez, especialmente en el caso de suelos blandos.

Sería conveniente elaborar modelos en que se estudie el efecto de la variación en los parámetros elástico-geométricos, usando valores extremos para tener una idea de cuanto puede variar la rigidez y eficiencia de estas estructuras.

La ductilidad que puede alcanzarse empleando muros es en general menor que la que puede lograrse empleando marcos rígidos; esto tal vez pueda correlacionarse con el hecho de que la diferencia entre resistencia y rigidez es mucho mayor en el caso de los muros, en que la rigidez es varias veces la resistencia efectiva mientras que en los marcos la rigidez y la resistencia son del mismo orden de magnitud.

Como ya se indicó, esto es quizá la causa de los agrietamientos importantes de muros "no estructurales" cuando por alguna razón impiden la deformación de

estructuras flexibles, debido a su gran rigidez, pero sin que su resistencia sea compatible con dicha rigidez.

El caso en que se combinan muros y marcos en estructuras situadas en zonas sísmicas, es quizá el más complejo desde el punto de vista del análisis estructural, debido a la necesidad de considerar la interacción entre dos sistemas que tienden a deformarse de manera diferente al ser sometidos a fuerzas laterales, ya que los muros tienden a trabajar como vigas en voladizo, con deformaciones de entrepiso pequeñas en los primeros niveles y grandes en pisos superiores mientras que en los marcos, las deformaciones de entrepiso tienden a ser menores en pisos superiores, comparadas con las de pisos inferiores, debido a que la rigidez de entrepiso usualmente disminuye más lentamente que las fuerzas cortantes aplicadas. Esta situación hace que el porcentaje de fuerza cortante total que toman los marcos y los muros varíe en cada entrepiso: en general, en pisos inferiores los muros absorben cerca de la totalidad de la fuerza cortante y la situación se invierte en los pisos superiores en que a veces los muros no sólo no ayudan sino que tienen lo que puede llamarse "rigidez negativa", ya que tienden a deformarse más que los marcos y aumenta la fuerza que deben absorber éstos.

Se han propuesto diversos modelos para analizar este problema. El propuesto desde 1964 por Khan y Sbarounis, ref. 11, ilustra claramente las diferencias de comportamiento de ambos tipos de elementos, presentando además gráficas para estimar la deformación del conjunto a través de ciertos parámetros característicos, para varias condiciones de carga.

La idealización más común de los muros al analizar este tipo de sistemas por computadora es suponiendo que son "columnas anchas" y cuando hay trabes continuas con ellas, formando marcos; se supone infinitamente rígida la parte de trabe que queda comprendida entre el eje y el paño del muro, ref 12. Los comentarios relativos a la posibilidad de agrietamientos, que reducen usualmente el valor del momento de inercia efectivo, y de los giros en la cimentación de los muros indican que este tipo de análisis no siempre es lo confiable que parece. Sería conveniente llevar a cabo análisis suponiendo valores extremos que podrían tener los distintos parámetros que intervienen.

Para el análisis por sismo usando el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, debe recordarse que el diseño de los marcos debe hacerse cuando menos para soportar el 25% del cortante total, si desea usarse el factor de reducción por ductilidad de 4, lo que con frecuencia no se hace.

Se han desarrollado algunos programas de computadora mucho más complejos que permiten el análisis de este tipo de sistemas empleando la técnica del elemento finito, ref 3. El valor que se dé a los parámetros que intervienen es fundamental para el éxito que se obtenga en la predicción de los efectos de fuerzas laterales. La consideración de movimiento de la cimentación puede modificar radicalmente los resultados que se encuentren. Asimismo, la hipótesis de que a nivel de los pisos se tiene un diafragma rígido que obliga a moverse de igual forma a los marcos y muros no siempre es adecuada, sobre todo cuando la planta del edificio es muy alargada. Si éste es el caso debe tomarse en cuenta también el efecto de deformaciones de la losa en su plano.

Conclusiones y recomendaciones.

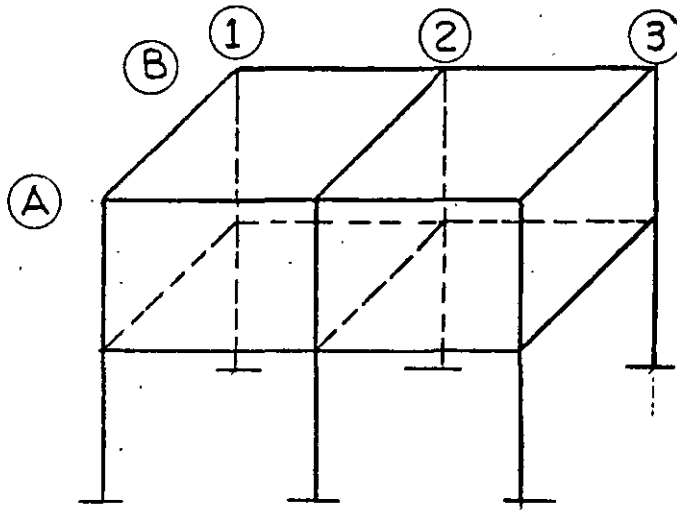
De lo expuesto anteriormente puede concluirse que a pesar de que se dispone en la actualidad de programas para computadora muy eficientes para el análisis de las estructuras, es importante definir con precisión cuáles son los valores más adecuados de los parámetros que intervienen, pues pueden cometerse errores importantes si no se logra esto.

Como ya se indicó, en muchas ocasiones será necesario repetir el análisis con diferentes valores de los parámetros significativos, para ver el efecto que tienen dichas variaciones en los resultados y reforzar la estructura de manera adecuada.

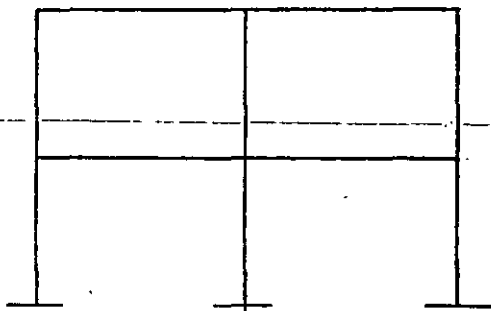
~~Las mayores incertidumbres están asociadas a las estructuras de mamposte-~~
ría. Las estructuras de concreto reforzado pueden tener también cambios importantes en los valores de diseño al variar algunos de los parámetros empleados. Las estructuras de acero son las más confiables desde este punto de vista, ya que las propiedades elástico-geométricas de las estructuras construídas con este material sufren mucho menos variación. En este caso, lo que debe cuidarse es que no aparezcan situaciones que modifiquen las hipótesis básicas, como puede ser la falla por pandeo local, lateral o general.

Referencias

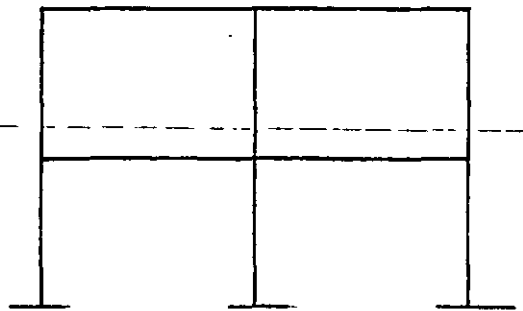
1. Del Valle E. Consideraciones sobre la rigidez de estructuras sometidas a fuerzas laterales, Tercer Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Acapulco, Gro., 1971.
2. Del Valle E. Lecciones de sismos recientes. Diseño Sísmico de Edificios. VII Curso Internacional de Ingeniería Sísmica, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1981.
3. Berdón, S., Gandara, F., Pérez S. Programas de computadora para el análisis y diseño estructural disponibles en el mercado internacional. Tercer Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Morelia, Mich., 1982.
4. Park, R. y Paulay, T. Estructuras de Concreto Reforzado, cap. II. Editorial Limusa, 1979.
5. Dowrick, D.J. Earthquake resistant design. A manual for engineers and architects, John Wiley and Sons. 1977.
6. Bertero V. Comportamiento sísmico y criterios de estructuración de edificios de concreto. VI Curso Internacional de Ingeniería Sísmica. División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1980.
7. Biune, J.A. Dynamic characteristics of multistory buildings. Journal of the Structural Division, ASCE, Feb. 1968.
8. Meli R. y Rodríguez M. Diseño sísmico de edificios con losas reticulares. V Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Guadalajara, Jal. 1979.
9. Hernández, B.O., Meli R. Los muros de mampostería como elementos estructurales. Primer Congreso Nacional sobre Ingeniería Estructural, México, 1977.
10. Hernández, B.O. La mampostería en México. Estado del Conocimiento. Tercer Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Morelia, Mich., 1982.
11. Khan, F.R. y Sbarounis. Interaction of shear walls and frames, Journal of the Structural Division, ASCE, Jul. 1964.
12. Bazán, E. Sobre el análisis sísmico de edificios con muros rigidizantes, Primer Congreso Nacional sobre Ingeniería Estructural, México, 1977.



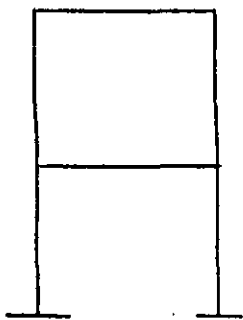
ESTRUCTURA EN EL ESPACIO



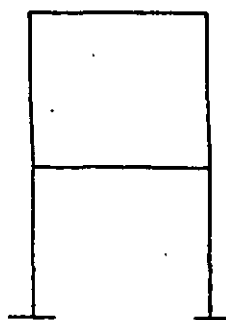
(A)



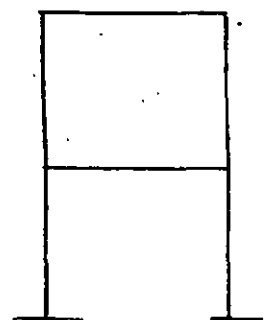
(B)



(1)

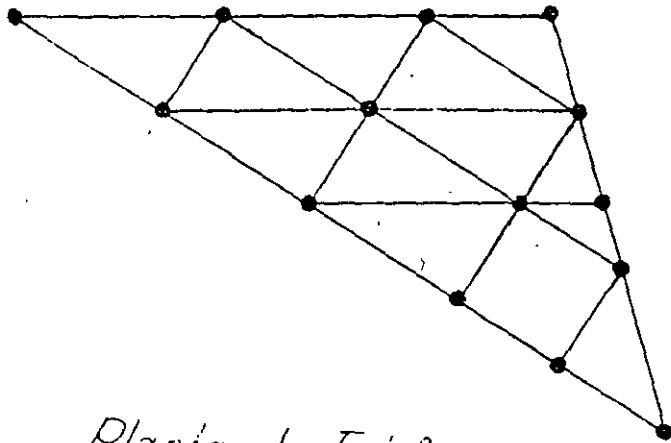


(2)

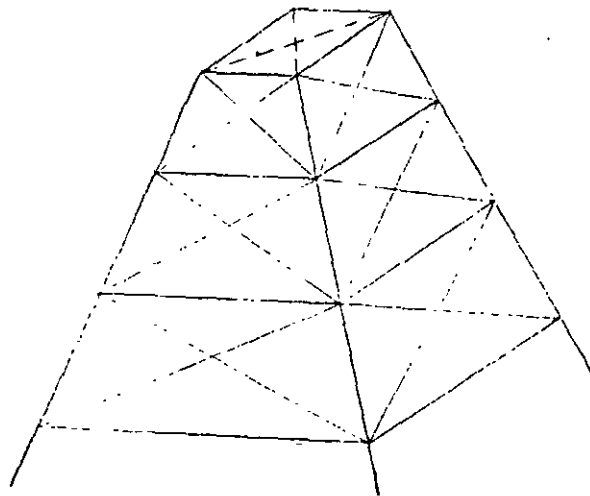


(3)

DESCOMPOSICION EN MARCOS PLANOS

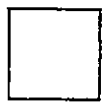
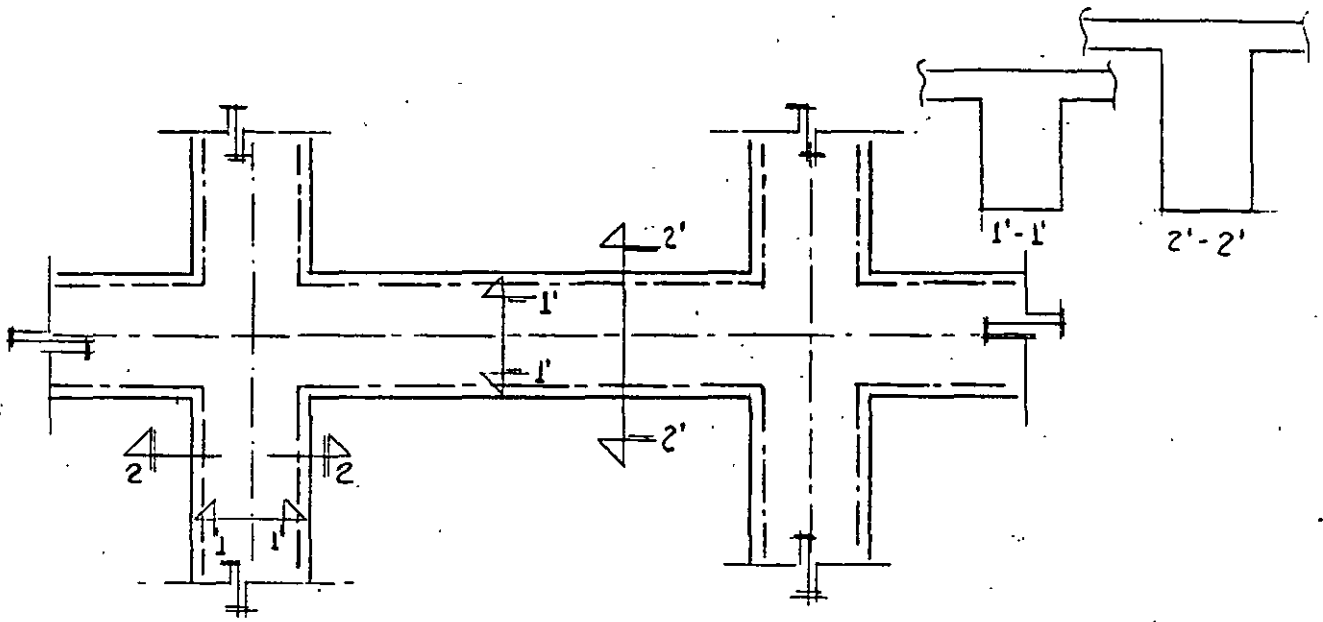


Planta de Edificio

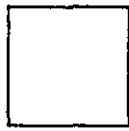


Torre

ESTRUCTURAS EN QUE LA DESCOMPOSICION EN MARCOS PLANOS NO ES CLARA



1-1

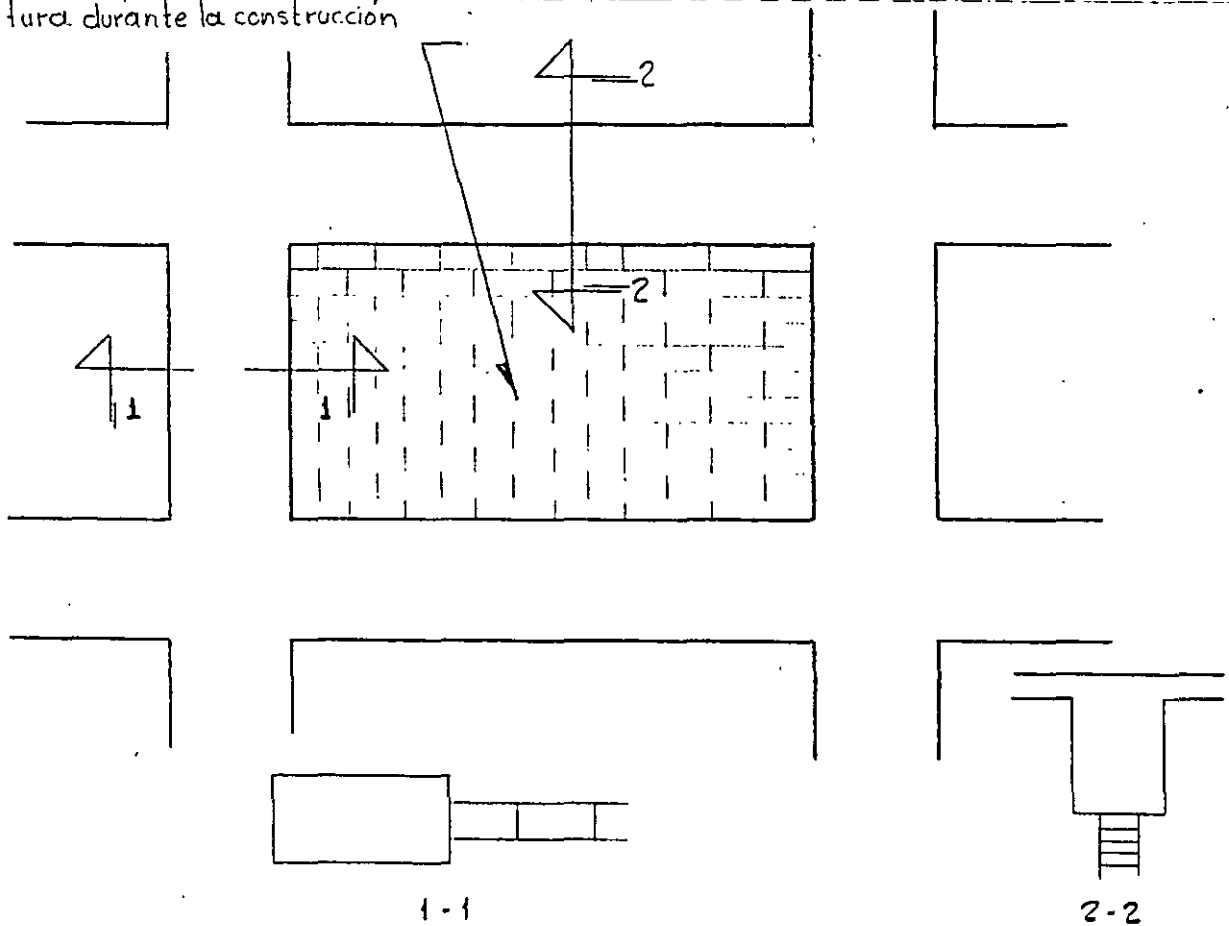


2-2

1-1 DIMENSIONES EMPLEADAS EN EL
1'-1' ANALISIS DE LA CONSTRUCCION

2-2 DIMENSIONES DE CONSTRUCCION PROPUESTAS
2'-2' EN LOS PLANOS SIN MODIFICAR EL ANALISIS

Muro de mampostería ligado a la estructura durante la construcción



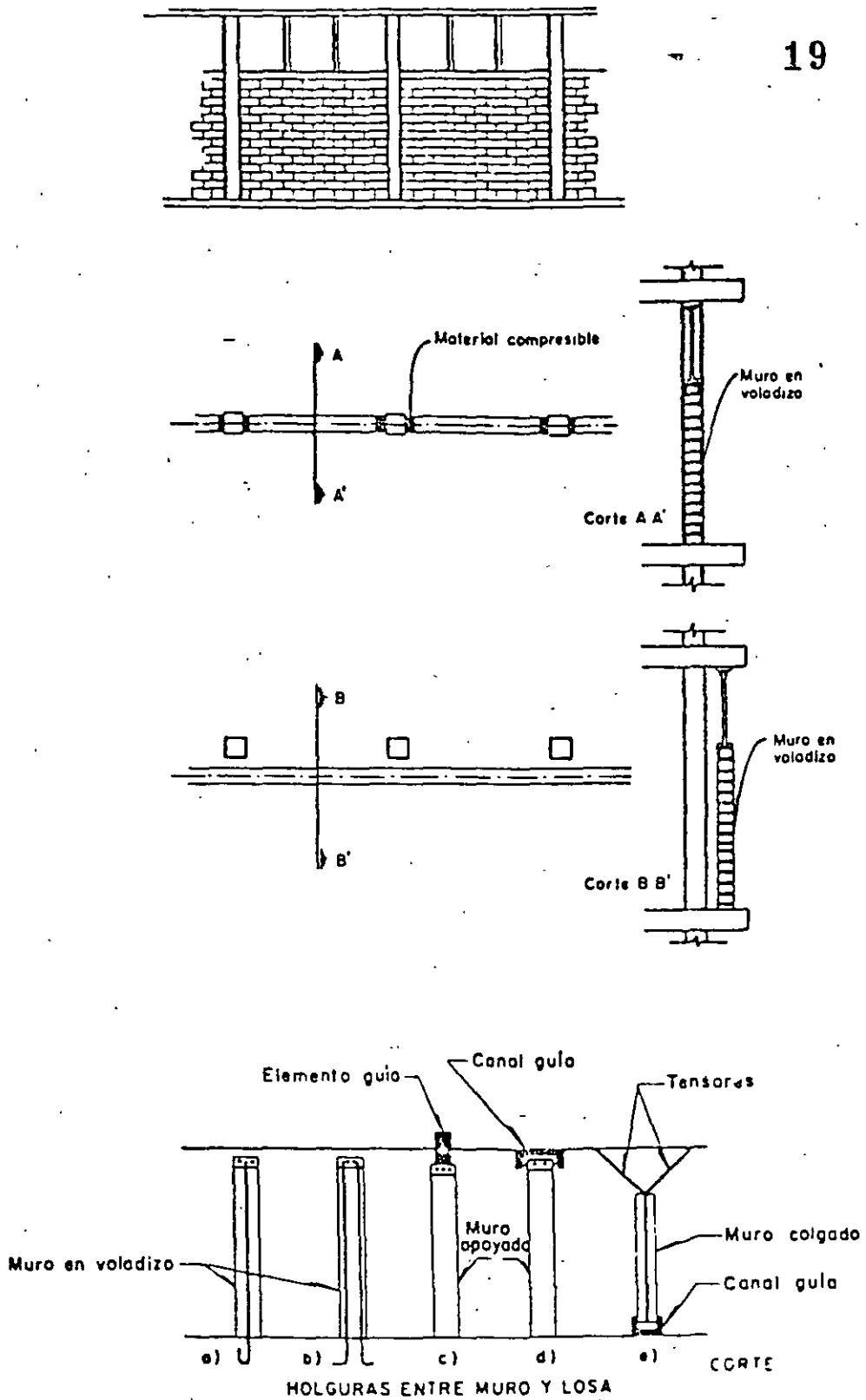
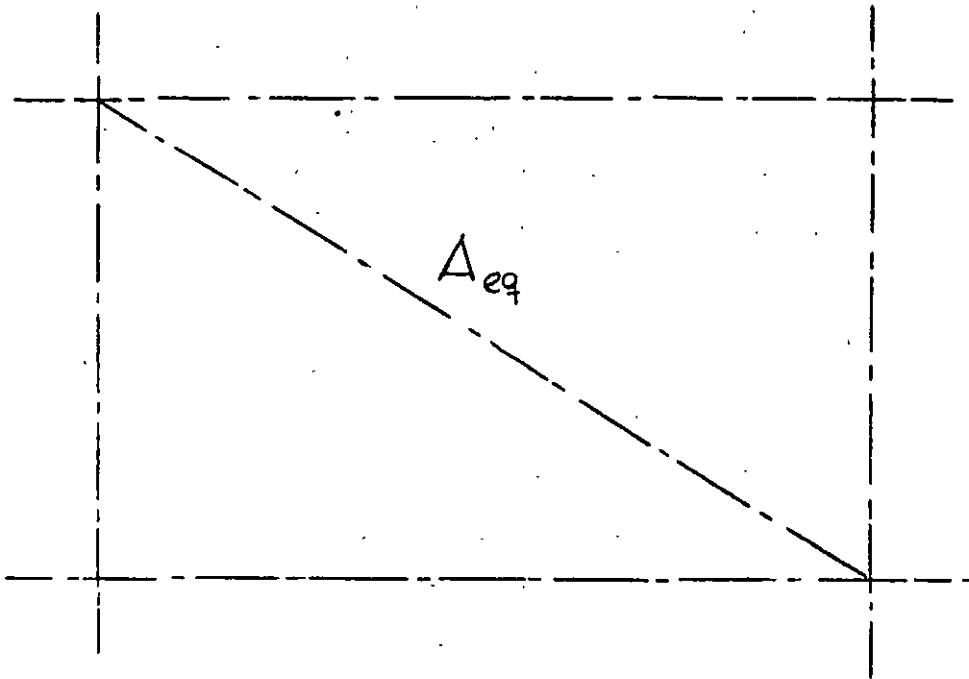
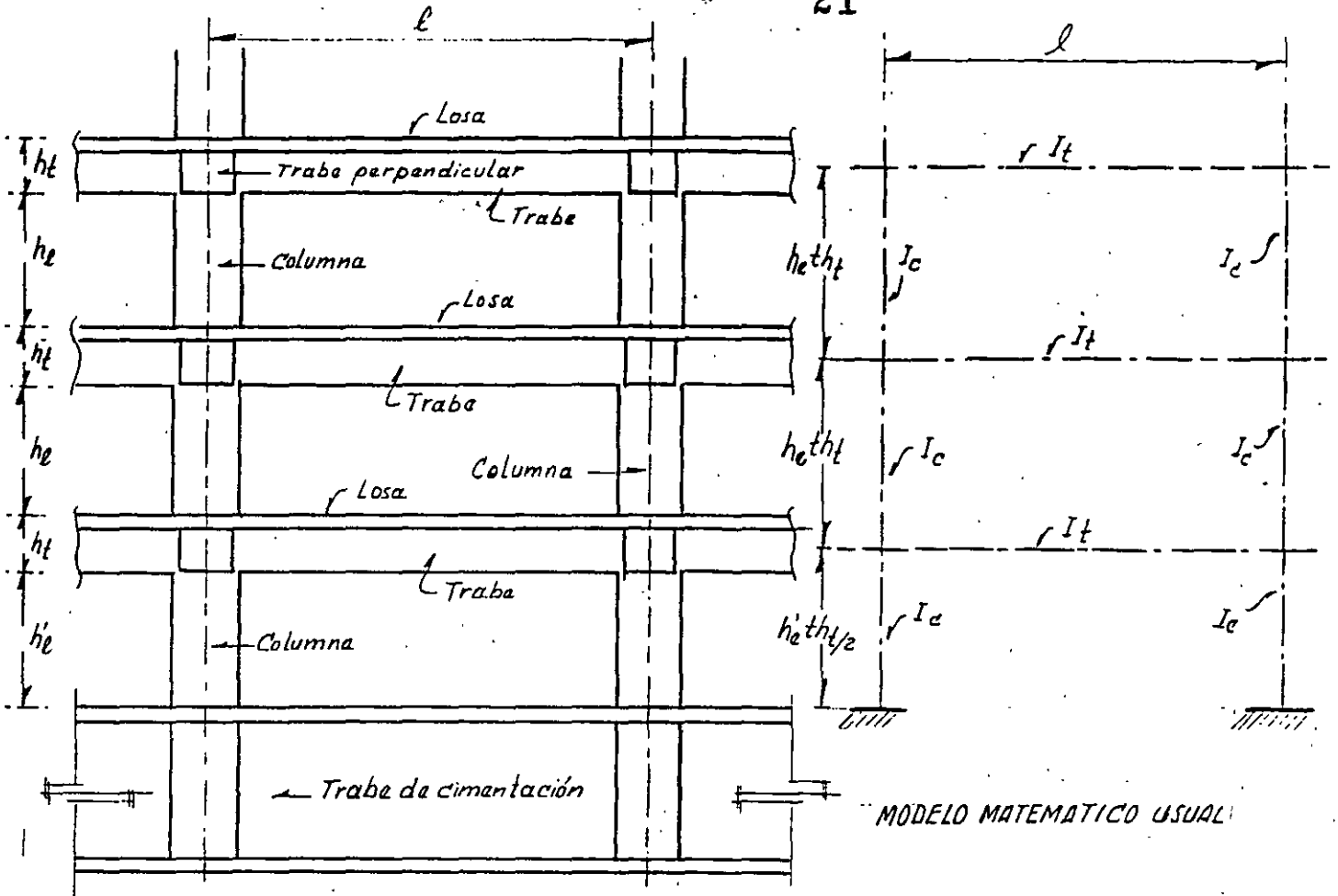


Fig 38. Posibles soluciones a muros que no forman parte integrante de la estructura

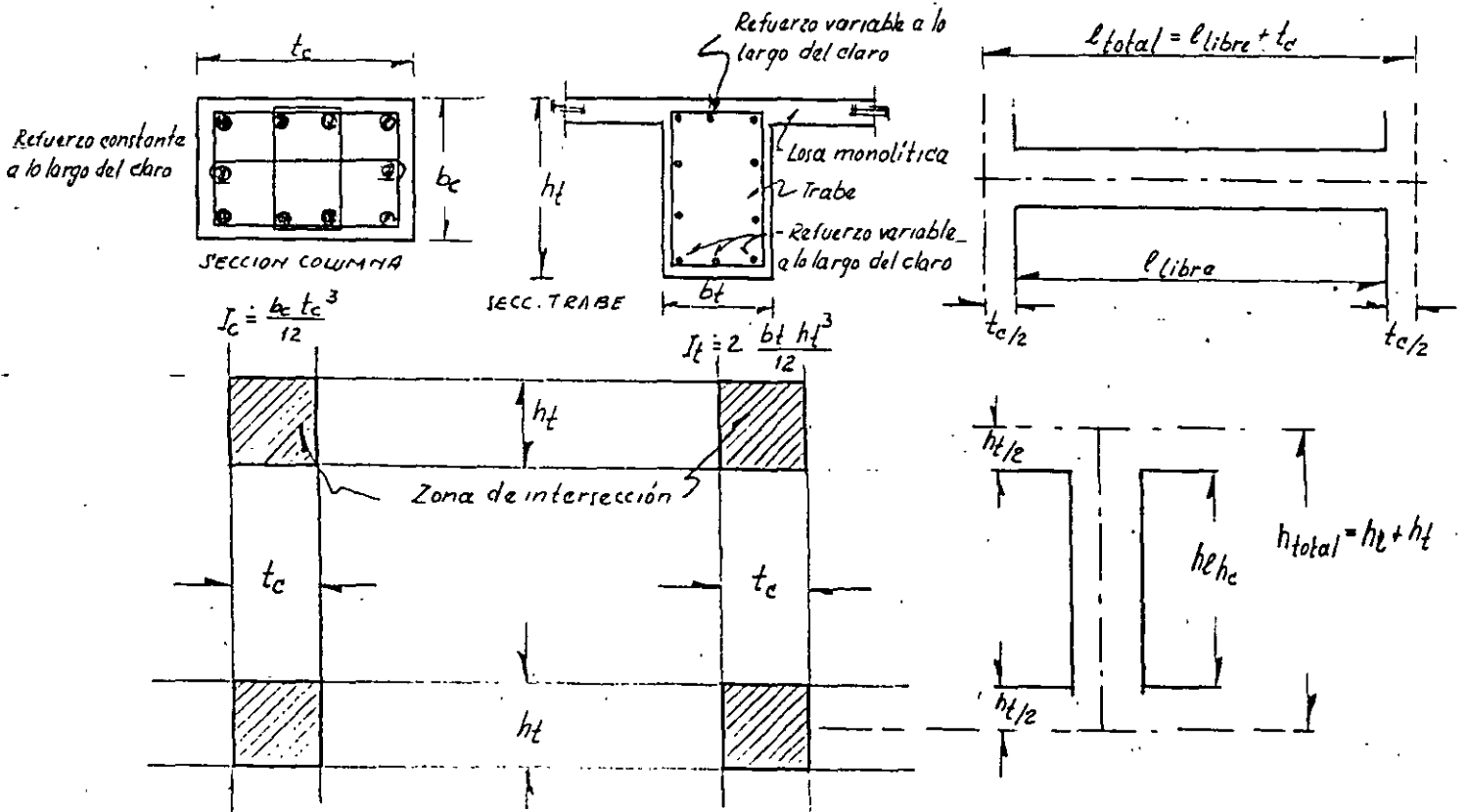


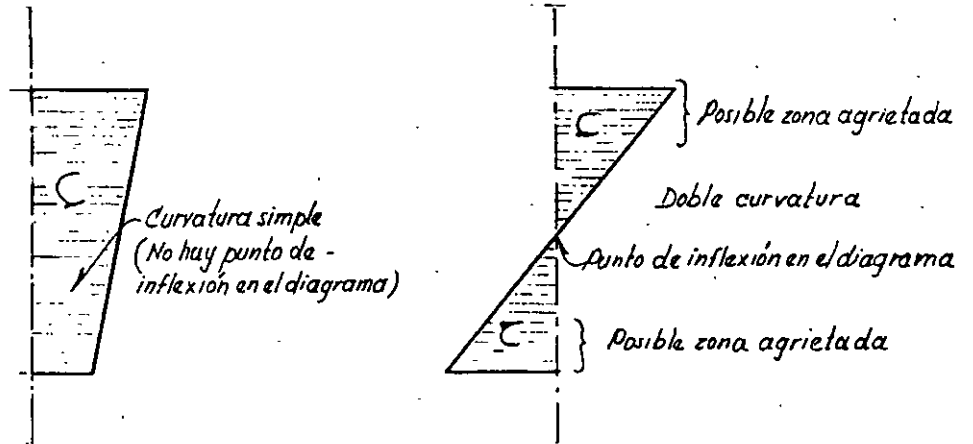
MODELO MATEMATICO PARA TOMAR EN CUENTA
UN MURO DE MAMPOSTERIA LIGADO A LA ESTRUCTURA



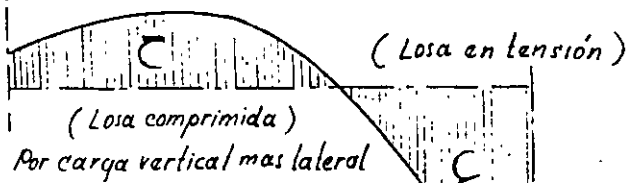
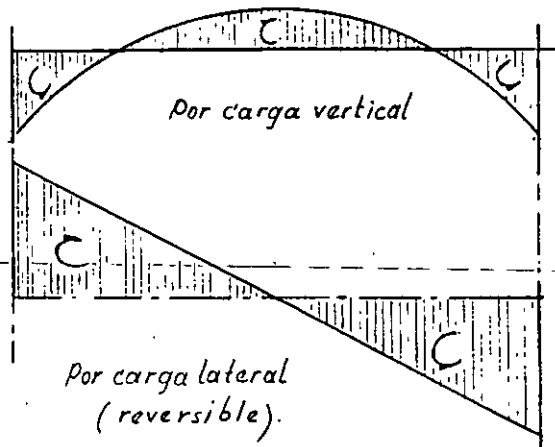
ESTRUCTURA REAL

MODELO MATEMATICO USUAL





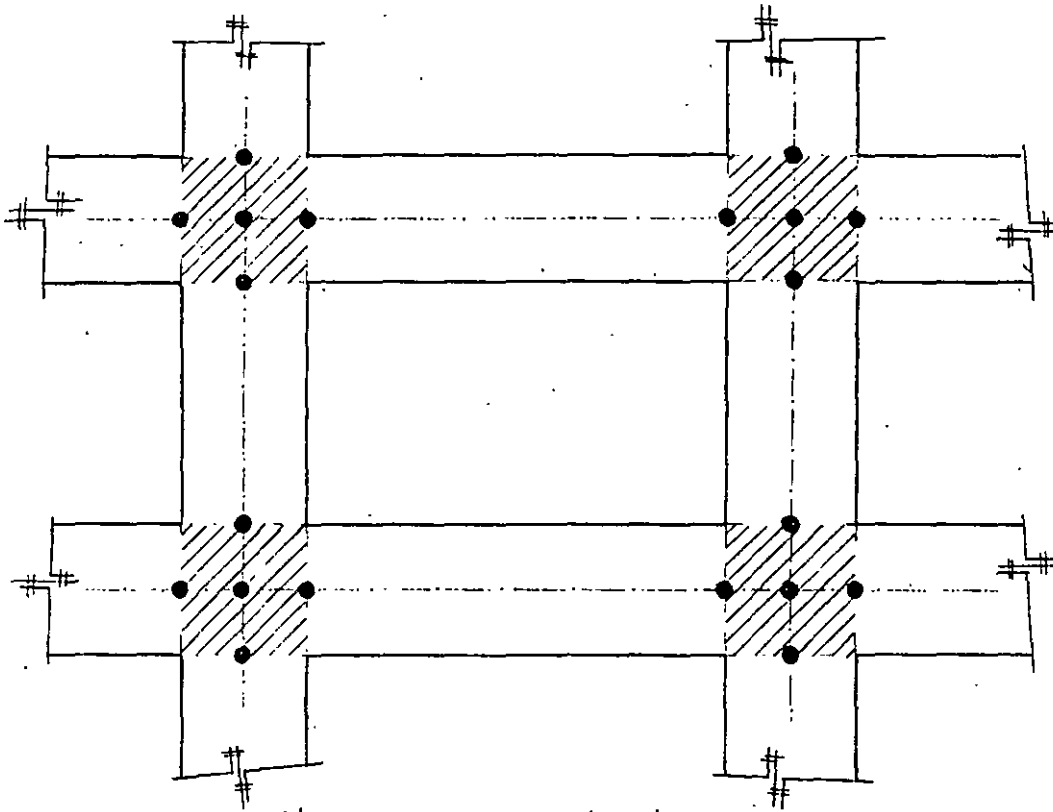
Variación usual de los momentos flexionantes en columnas (carga vertical o lateral)



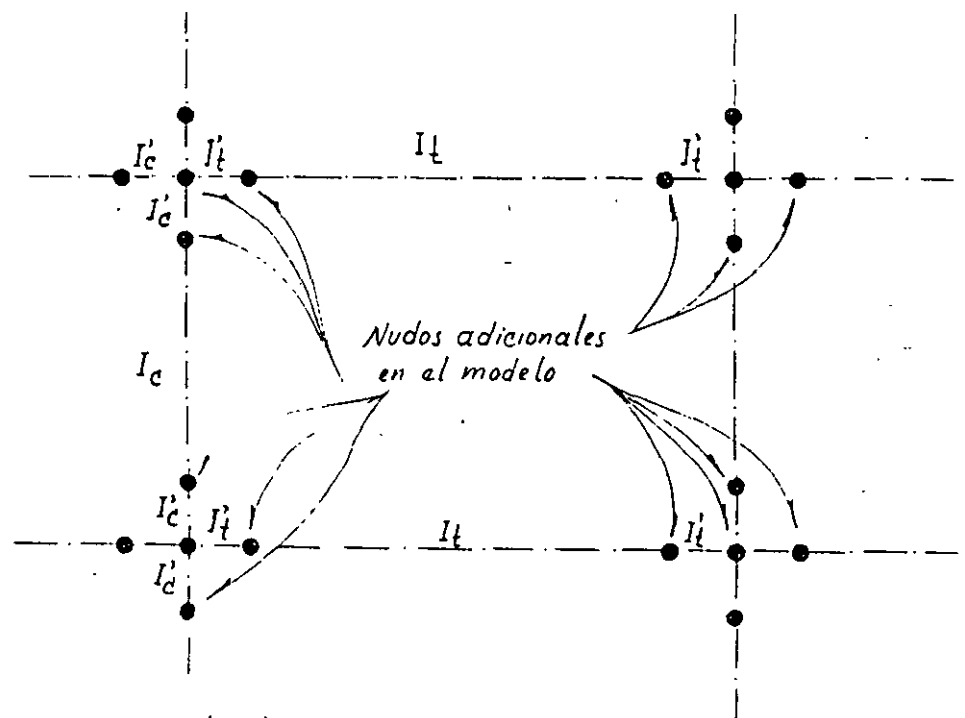
Variación usual de momentos flexionantes en traves

Posible zona agrietada

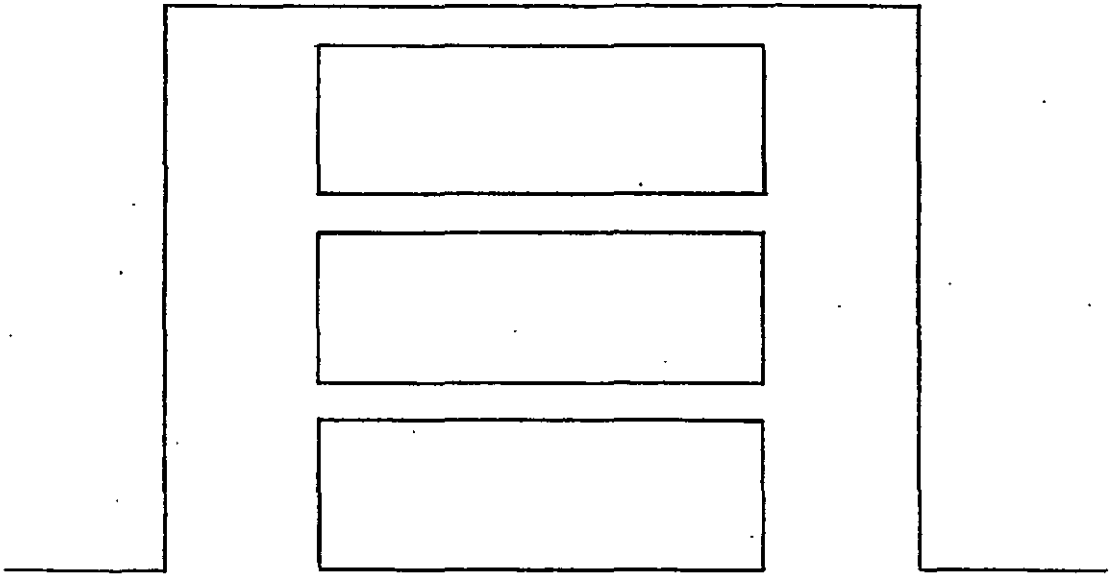
Efecto de la variación de momentos flexionantes a lo largo del claro de una borra estructural



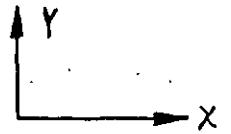
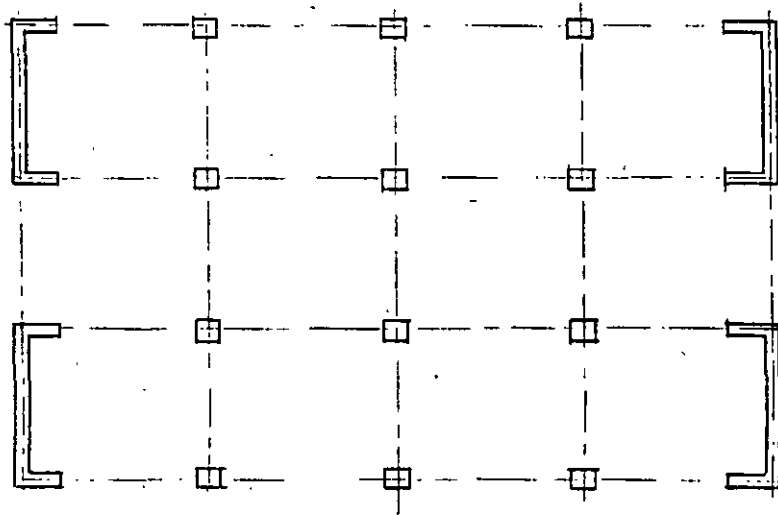
Marco con zonas de intersección entre traves y columnas importantes



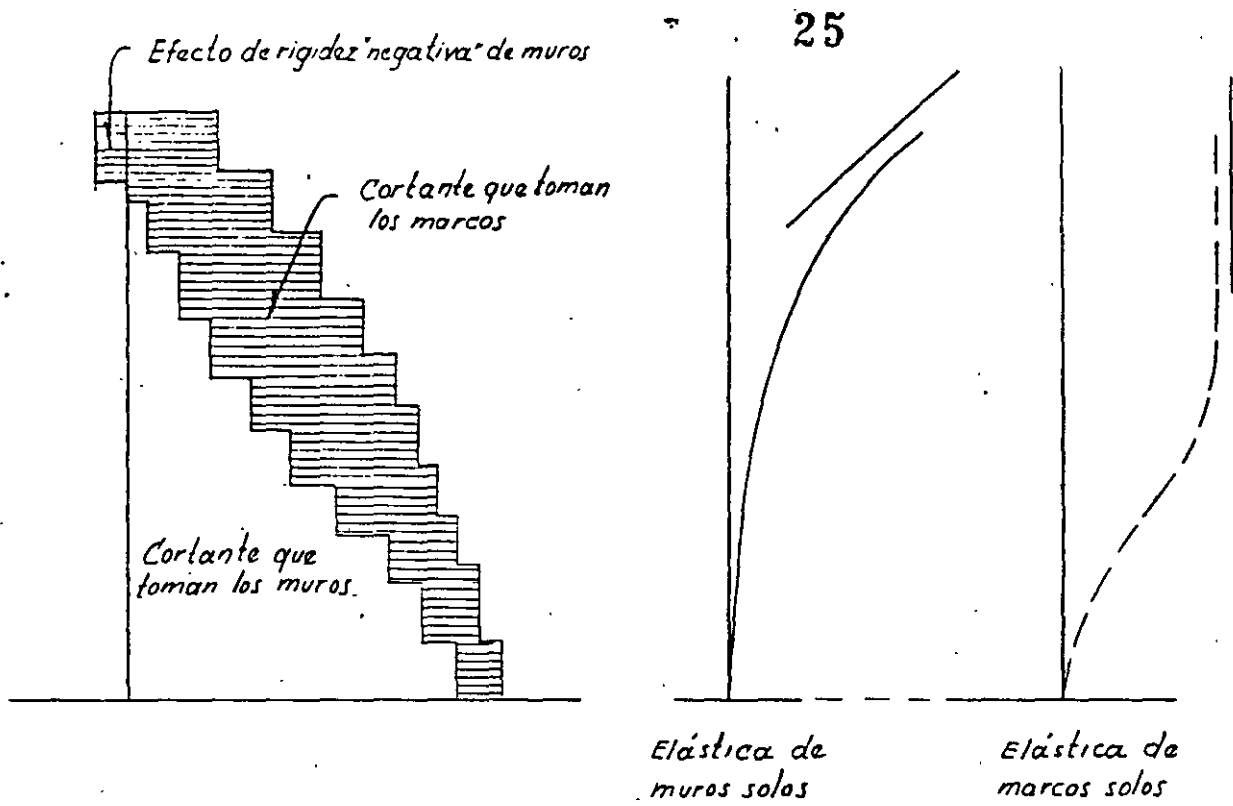
Modelo con nudos adicionales y diferentes propiedades en las barras



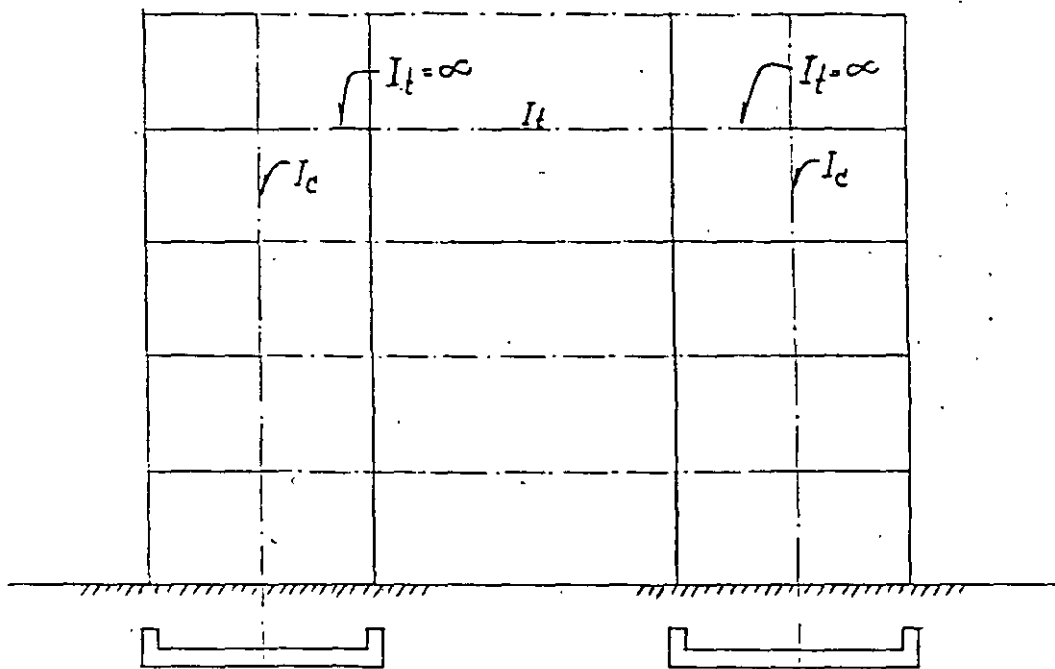
VOLADIZO DISFRAZADO DE MARCO



EDIFICIO CON MARCOS Y MUROS DE RIGIDEZ EN DIRECCION Y



Distribución de fuerzas cortantes laterales entre marcos y muros y elásticas sin interacción.



Idealización de muros como columnas anchas



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA

MODULO IV: DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA:

CRITERIOS DE DISEÑO SISMICO

**EXPOSITOR: DR. EDUARDO MIRANDA MIJARES
1997**

Material de soporte:

1. Notes on **Seismic Design Criteria**.
2. Resumen, conclusiones y recomendaciones del reporte de Investigación:

Bertero, V.V., Anderson, J.C., Krawinkler, H. and Miranda, E.
DESIGN GUIDELINES FOR DUCTILITY AND DRIFT LIMITS
Report No. UCB/EERC-91/15
Earthquake Engineering Research Center
University of California at Berkeley

3. Miranda, E. , **SITE-DEPENDENT STRENGTH REDUCTION FACTORS**, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, No. 12, December 1993, pp 3503-3519.
4. Miranda, E., **EVALUATION OF SITE-DEPENDENT INELASTIC SEISMIC DESIGN SPECTRA**, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, No. 6 May 1993, pp 1319-1338.
5. Miranda E., **EVALUATION OF SEISMIC DESIGN CRITERIA**, *Earthquake Spectra*, Vol. 9, No. 2, 1993, pp 233-250.
6. Miranda, E., **PROBABILISTIC SITE-DEPENDENT NON-LINEAR SPECTRA**, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 22, 1031-1046, 1993.

1. BASIC CONCEPTS

1.1 Hazard scenarios and design situations

- 1.1.1 The safety of a given structural system has to be verified for a set of hazard scenarios, each defined by the properties of the structure together with a set of actions and environmental conditions. To each hazard scenario shall be associated a design situation defined by a set of load combinations and a set of system requirements, and design and performance criteria.

The long-term reliability of a structural system is a function of the overall utilization and hazard scenarios, which are described by the characteristics of a number of disturbing phenomena, with random intensities, time variations and space distributions. For the sake of simplicity the overall reliability can be determined on the basis of a number of design situations defined in terms of the participating actions and their design intensities, in conjunction with an adequate model of the structure and the corresponding design and performance criteria. System requirements and safety levels determine what is expected of the system in terms of behavior and risk, while design and performance criteria provide operating tools and quantitative values the application of which permits to satisfy system requirements.

- 1.1.2 Design situations are classified as persistent, transient and accidental, and the corresponding target reliabilities should be consistent with the uncertainties involved, the consequences of failure and the cost of increasing safety or improving expected behavior.

Persistent situations are those having duration of the same order as the life of the structure. Transient situations are those having shorter duration and high probability of occur-

rence. Accidental situations are characterized by short durations and low probability of occurrence. According to these definitions, design situations including dead and ordinary live loads are persistent, those including wind are transient and those including earthquakes, exceptional live loads, blast and impact are accidental.

Design values of the loads participating in each design situation should be so stipulated as to lead to adequate risk levels during the intended lifetime of the system. When establishing those values, due consideration should be given to the low probability of the event of simultaneous occurrence of the most unfavorable values of the loads produced by two or more disturbing agents. This can be handled by adoption of load reducing factors to be applied to design values of the individual loads considered separately.

- 1.1.3 At locations where historical or instrumental records or geotectonic features indicate the possibility of occurrence of damaging earthquakes, the decisions about the establishment of seismic design regulations as well as about their scope and safety level should be based on formal or informal safety studies that consider economic implications and acceptable failure probabilities.

No region of the earth can be branded as absolutely inactive. In areas of substantial seismic activity the problem is usually recognized, and building codes and engineering practice advance accordingly. Areas of moderate seismicity are dangerous because of the scarcity of instrumental records and the tendency of the inhabitants to forget history and sub-estimate hazard. Therefore, decisions about design intensities should be based on the knowledge of regional tectonics as well as on direct statistical information.

Seismic design intensities should be established on the basis of cost-benefit studies under tolerable risk restrictions.

Cost-benefit studies are based on optimizing a utility function which is the algebraic sum of initial costs and present values of expected benefit and loss. Upper bounds to tolerable risk values must be adopted when failure consequences involve human lives; these bounds must be consistent with those implicitly accepted in modern societies under different conditions of voluntary and involuntary exposure.

Estimates of seismic risk should account for all sources of uncertainty, namely those associated with other loads acting simultaneously with earthquakes, with mechanical properties of the structure (stiffness, damping, mass, energy-dissipation capacity, ductility, etc) with seismicity, detailed ground motion history and dynamic response, and with the algorithms employed in evaluating system's response and capacity and in evaluating failure probabilities.

1.2 Structural system

- 1.2.1 Seismic design regulations shall state criteria for idealizing structural systems. These criteria shall take into account the type and specific features of each system and shall be based on the response variables that determine the behavior of that system, on the control variables that may be used in the selected idealized system, and on the degree of correlation between control variables and response variables. Non-structural elements should be incorporated into the model or should be adequately isolated from the structure.

It is well known that the seismic behavior of a structural system is to a large extent determined by its capacity to dissipate energy through ductile deformation and that this

capacity may be limited by local brittle failure and dynamic instability problems. However, for practical reasons design criteria are often based on static or linear dynamic models, and the control variables are lateral forces and displacements instead of ductility demands. The usefulness of a simplified structural model lies on its ability to indirectly control the response variables that determine the behavior of the real system.

Experience of past earthquakes shows that non-structural elements may cause the failure of structural elements due to an improper idealization of the system's behavior.

It is often difficult to isolate non-structural elements from the structure or to model accurately their possible interaction with it; therefore, compromise solutions have to be permitted where simplified conservative models of the mentioned elements can be adopted.

- 1.2.2 Linear models can be used in conjunction with response spectra reduced to account for ductility, when dealing with regular elasto-plastic systems having gradual variations of the ratio of the strength available to that required at critical sections. Conventional methods of static analysis can be adopted when, in addition, stiffnesses and masses vary gradually throughout the structure. Cases not satisfying the above requirements deserve special treatments, which may consist, for instance, of allowing smaller load reductions through ductility, requiring local corrective factors for internal forces or special lateral force-coefficient functions, or requiring an explicit non-linear response analysis.

Both theoretical studies and observations about seismic behavior of real structures show that excessive ductility demands and inelastic deformations are likely to take place

at some locations of systems with pronounced variations in strength, with a tendency of plastic deformations to accumulate in one direction, or with non-linear force-deflection curves that depart significantly from the elasto-plastic relation or that deteriorate under load reversals. Such situations arise, for instance, in multi-story buildings with a flexible ground floor, in irregular frames where the bottom ends of some columns rest on beams or cantilevers, transmitting to them the reactions due to overturning moments, or in cross-braced frames where a significant portion of the story shear is taken by tensile bracing members.

The method to estimate the required lateral capacities on the basis of the spectra reduced through given ductility values as single-degree-of-freedom systems is applicable only to regular systems, where no important variations are observed in the ratio of the strength available to that required according to linear response analysis. If one intends to predict ductility demands of irregular systems, one must recourse to non-linear methods of response analysis. Under these circumstances, design codes must either require use of the latter methods or, to be on the safe side, to specify low ductility factors to reduce the seismic response forces obtained from linear analysis.

- 1.2.3 Structural models must include the stiffness of all elements that may influence their response, including the so-called non-structural elements.

Because of the difficulties in obtaining and handling accurate models of non-structural elements, conservative assumptions may have to be made with respect to the interaction between the non-structural elements and the structure. In some cases it may be convenient to cover the mentioned assumptions by

resistance should maintain, with an adequate reliability, their integrity during and after the occurrence of seismic actions, and should not adversely affect the behavior of the structure and other structural elements.

A typical example is a secondary beam assumed to be simply supported on intermediate points of the main girders perpendicular to it. Its contribution to earthquake resistance will usually be negligible, but its continuity in flexure and torsion with the main girders may give place to excessive stresses not accounted for by simple models.

- 1.3.5 Non-structural members and their fastenings to the structural system should provide adequate safety against local damage and collapse during and after earthquakes and should not adversely affect the behavior of structures, and structural systems. They should not create serious life hazards during and after earthquakes.

The design of the fastening of partitions to a structure must be consistent with the intended level of protection against damage, and with the assumptions made in the structural analysis. If a very low probability of damage is aimed for, the partition must be attached to a structure so as not to follow the deformations of the structure during a severe earthquake, unless it is shown that the system is stiff enough to prevent the deformation above the damage threshold. The attachment must be capable of preventing overturning. The supports of equipment, installations and ceiling systems should prevent their collapse with an adequate reliability. Accurate estimates of the seismic response of these systems will, in general, require their idealization as appendages tied to the main system and the application of a special method of dynamic analysis. Except for very important

equipment, the local response may be estimated by means of simplified models. The reliability to be specified must take into account the nature and possible magnitude of the consequence of local failures.

- 1.3.6 Serviceability requirements for structures and structural elements should state the limit states relative to those requirements, as well as reliability conditions to be satisfied for different seismic intensities.

The mentioned limit states include excessive residual deflections, cracking or loss of stiffness. These states are not only related to serviceability conditions, but also to safety requirements, as they imply cumulative damage and degradation of mechanical properties.

It may often be advantageous to accept significant local damage as a means of dissipating energy and preventing more dangerous failure modes, but repair work should be easy and reliable and should be undertaken immediately after damage takes place. It may even be advisable to place some structural elements destined to fail and be replaced.

- 1.3.7 Non-structural elements should be classified in two categories, namely those which should maintain their serviceability during and after earthquakes and those which are only required to maintain their serviceability after earthquakes.

Due to a short duration of earthquakes as compared to the life of structures, serviceability conditions do not include behavior during earthquakes, except for some types of equipment. The classification of a non-structural element in a given category depends on the use of the construction.

means of a double structural analysis, with and without non-structural elements.

- 1.2.4 Non-linear models shall also account for slenderness ($P - \Delta$) effects and specify the locations where non-linear material behavior may occur. They shall also specify adequate cyclic stress-strain curves or procedures to determine them by theory or experiments.

The interaction between the inelastic deformations produced by the response to several simultaneous ground motion components may be very important. Therefore, carrying out step-by-step non-linear response analyses may lead to a false idea of accuracy if one neglects to treat the significant components simultaneously.

- 1.2.5 Both linear and non-linear models must make use of criteria of structural analysis that account for all relevant sources of deformations and inertial forces in the structure and at its foundation.

The following are a few examples of effects not always recognized, but important in many cases: axial deformations of columns due to overturning moment, rotational inertia forces in chimney stacks and inverted pendulums, soil deformations and inertia forces associated with foundation-structure interaction, effects of distributed mass on the response of some long-span members, vertical or rotational accelerations of the ground.

1.3 System requirements

- 1.3.1 System requirements define the conditions that a system is expected to satisfy in accordance with its intended use. For structural systems, these requirements are grouped as follows:

- a) Safety.
- b) Serviceability.
- c) Durability.
- d) Appearance.

This document deals with the first two groups. Due to the wide margins of uncertainty involved, they have to be stated in probabilistic terms. In order to facilitate practical design applications, the probabilistic specifications of system requirements have to be replaced with a set of practical rules which state acceptable algorithms as well as nominal values of loads, strengths and stiffnesses. These rules are called design criteria.

- 1.3.2 Safety requirements should state bounds to the probability of failure of a system for given time intervals. The influence of cumulative damage and degradation of mechanical properties should be taken into account when verifying these requirements.

The reliability of a complex system depends on the reliabilities of the individual members and on the way they are interconnected. Therefore, no simple general relations can be established between those safety measures, and specifications related to member safety levels should take into account at least approximately, their possible relation with system reliability for each structural type.

- 1.3.3 Safety requirements for structural members assumed to contribute to earthquake resistance must refer to the earthquake intensity that corresponds to a given return period, should be consistent with the intended safety of the structural system, and should cover a possible influence of cumulative damage and degradation of mechanical properties.

- 1.3.4 Structural elements assumed not to contribute to earthquake

1.4 Design criteria

1.4.1 Design criteria are a set of specified operations, algorithms and numerical values which in combination with performance criteria lead in practice to satisfaction of the system requirements.

1.4.2 Design criteria include the following:

- a) Models of the actions considered in each design situation.
- b) Definition of variables in terms of which the response shall be measured.
- c) Algorithms for determining response.
- d) Conditions for applicability of given response analysis algorithms.
- e) Criteria for obtaining characteristic and design values of member resistance and stiffness.
- f) Criteria for evaluating capacities of ductile deformation and energy dissipation of members.
- g) Criteria for determining damping values of the structure.
- h) Criteria for determining acceptable values of resistance and response.

Characteristic values of the variables used in design are those values in terms of which are expressed the design situations; they correspond to specified probabilities of reaching more unfavorable values. Design values are obtained from characteristic values by modifying the latter with load factors, capacity reduction factors or additive terms. These factors and additive terms are generally designated as safety elements.

1.4.3 Seismic actions can be specified by lateral force coefficients, response spectra or probabilistic models of ground motion (see sections 2.2.1-2.2.5). The level of seismic actions must be such that when one takes into account the seismicity of the site, the uncertainties in the ground motion models and structural

properties, the specified characteristic values of all those properties and the safety elements, one arrives at the reliability stipulated by the functional requirements.

Safety elements are defined in the commentary to 1.4.2. Seismic hazard may be described by the probability distribution function of the maximum intensity that may occur during any given time interval. The probability of failure or damage of a structure is a result of the contribution of earthquakes of different intensities. In general, the requirements with respect to safety and serviceability conditions may be achieved by specifying two intensities: one corresponding to long return periods, applicable for checking safety against collapse, and the other corresponding to moderate return periods, for which the occurrence of limit states with respect to serviceability and partial damage should be avoided. The design criteria for both conditions should lead to the required reliability against collapse during the system's lifetime and to a minimum value of the sum of initial costs and present value of expected losses. For ordinary systems practical considerations may lead to formulate design criteria for safety and serviceability on the basis of a single intensity value.

1.4.4 The methods adopted for predicting structural response must be accurate enough for the type of a structure analyzed and for the types of variables used to measure the response. All significant sources of deformations and inertia forces must be considered (see Section 1.2). Explicit rules must be included to evaluate, at least approximately, a possible influence of slenderness effects.

When linear analysis is applicable, internal forces and stresses must be evaluated by a method that takes into account equilibrium, deformability and compatibility

conditions; or by approximate methods known to provide sufficient accuracy in particular cases. A limited amount of stress redistribution may be permitted in the linear analysis.

- 1.4.5 When modal dynamic analysis is applicable the model of a structure should include as many degrees of freedom as necessary to obtain reasonable or reliable estimates of internal forces at critical sections. The criteria for mode superposition should account for probabilistic correlation between the responses of a group of modes with closely spaced natural frequencies. Uncertainty in natural frequencies should be taken into account when determining design values of spectral ordinates.

Even if torsional static eccentricities are small, their dynamic amplification can be very large, but the resulting responses can be bounded by a value determined by a simple rule that estimates dynamic eccentricity as the sum of an amplified static value and an accidental value. For single story systems it has been shown that reasonable estimates of dynamic response can be obtained by performing a modal dynamic analysis assuming only the translational degree of freedom parallel to the ground motion component and multiplying the static eccentricity by an amplification factor that does not depend on the eccentricity. It is to be expected that this conclusion can be extrapolated to uniform multistory systems, but it is probable that systems with large inter-story variations in plan or in distribution of masses or stiffnesses must be analyzed considering coupled translation and torsion vibration modes. Rotational inertia may be very important in inverted pendulums and chimney stacks and so may be vertical inertia forces due to horizontal ground motion in long span girders with distributed mass. The deformations of floor diaphragms in their plane have to be considered in

some structures when those diaphragms do not have enough stiffness to be treated as rigid bodies.

Uncertainty in natural periods can be recognized by requiring that their nominal values used in design be more unfavorable (shorter or longer) than those computed, or by modifying the response spectra.

- 1.4.6 If a step-by-step method of analysis is adopted for estimating the response of a system taking into account non-linear behavior, the interaction among the simultaneous responses to several ground motion components should be represented and should account for degrading behavior when significant. Design values of the response should be obtained from a large enough number of ground motion samples.
- 1.4.7 Nominal design values of strength, stiffness, ductile capacity and effective damping should recognize all sources of uncertainty in system properties, and they should correspond to clearly stated probability levels. Principles and algorithms valid for determining the mechanical properties of members, subassemblies and connections from characteristic values of material and geometric properties should be specified.

Significant uncertainties arise from deviation in material properties, construction imperfections and strength prediction algorithms. The probability of more unfavorable values than the characteristic values should be high enough as to permit the adoption of reasonably inexpensive quality control tests, but low enough as to provide some reliable control of the most unfavorable tail of the probability distributions. For ordinary cases that probability is in the order of 0.02 to 0.05.

- 1.4.8 Verification rules should be established for the following variables,

when applicable

- a) Internal forces and stresses in members and connections.
- b) Deflections.
- c) Relative deformations.
- d) Local deformations at connections.
- e) Local ductility demands.

Those rules should be formulated in terms of characteristic values of material and geometric properties and system response. Adequate safety elements should be introduced in order to attain reliability levels as stipulated by the system requirements.

1.5 Performance criteria

1.5.1 Performance criteria are statements about the required properties of structures and structural members so that they will satisfy the assumptions of structural analysis and design. These rules cover the following properties:

- a) Strength
- b) Stiffness
- c) Ductility.

1.5.2 Strength performance rules should include statements about minimum and maximum acceptable values, in order to ensure that the system as whole is not weaker than intended and that no unforeseen behavior problems will occur by the presence of members stronger than assumed. These rules should also include specifications about the acceptable relative values of the capacities of members and sub-assemblages in different failure modes. If these requirements cannot be satisfied, lower ductility values should be assumed for the purpose of determining design forces.

Rules related to overstrength and to relative values of

capacities in different failure modes are intended to ensure ductile behavior. Overstrength in a ductile member may lead to overstress of brittle elements and therefore to their failure. A flexural member must have a higher safety factor against diagonal tension failure than against tensile yielding by bending so that the latter failure mode is much more likely than the former. Overstrength in lateral shear of a large number of stories in a multistory building can give place to excessive ductility demands at stories possessing only the specified capacity. In the last example, overstrength may result from the presence of infilling wall panels not considered as structural elements.

1.5.3 Stiffness performance criteria should include statements about minimum and maximum acceptable values, in order to ensure that the system is not more flexible than intended, and that no unfavorable distribution of internal forces will result from positive or negative deviations of member stiffnesses with respect to those assumed.

1.5.4 Performance rules relative to ductility should state minimum values of that variable, as well as the number of alternating load cycles for which each member or subassemblage should be able to reach a specified deformation without significant reduction in strength or energy dissipation capacity.

1.6 Reliability and quality assurance

1.6.1 Reliability is the probability of satisfying a system requirement or a performance criterion within a reference interval of time.

When dealing with damage modes, the consequences of which can be represented by a continuous function of response, rather than expressing functional requirements in terms of a threshold value of the response, it is more

adequate to describe reliability with respect to those modes by the probability density function of the magnitude or the cost of damage, as this function, and more precisely its expected value, constitutes the basic concept for making decisions concerning reliability with respect to the mentioned modes.

- 1.6.2 For standardizing the definition of reliability a reference time interval of 50 years is chosen.
- 1.6.3 When formulating reliability models due consideration should be given to the following possible causes of unsatisfactory behavior:
 - a) Gross error and negligence in design or construction.
 - b) Unfavorable random deviations in material properties or member geometries.
 - c) Inaccuracies of mathematical models and algorithms employed to represent loads and structural systems and members, as well as to predict response and behavior.
 - d) Uncertainties in the formulation of the probabilistic models themselves or in the estimation of their parameters.

Gross error and negligence are by far the most important causes of structural failure under conditions present in utilization scenarios. Failures produced by earthquakes occur as a rule in structures where no special seismic provisions were taken, where seismic hazard was underestimated, where design was based on oversimplified unrealistic models or where gross construction deficiencies were present. Ordinary models for reliability analysis ignore the possibility of gross errors and negligence and therefore underestimate failure probability.

- 1.6.4 Gross error and negligence should be avoided by a convenient quality assurance plan. Their possible consequences should be

minimized by means of redundancy and ductility.

Optimum quality assurance plans can be formulated on the basis of the expected value of risk reduction and the investment in the plan. Because the conditional probability of failure, given the occurrence of some gross errors is very high, it pays to control failure consequences by means of redundancy and ductility.

- 1.6.5 Reliability models should be based on theoretical concepts as well as on calibration with the behavior of actual structures.

The state of the art of structural reliability analysis and the limited extent of statistical information about loads and structures make it necessary to use information about the behavior of actual structures. Seismic behavior and reliability are substantially affected by energy dissipation in partitions and other "non-structural" elements, and only a combined theoretical - empirical approach can assess this effect and extrapolate it to other systems.

- 1.6.6 Acceptable reliability levels must be established for each type of structure on the basis of the economic value of reducing risk and on considerations about acceptable risk levels with respect to consequences that cannot be expressed in monetary terms, such as loss of human lives or destruction of very valuable documents or artworks.

The consequences of failure and the level of acceptable risk depend to a large extent on the use of buildings, on their contents and on the importance of their functions under normal conditions as well as during and after earthquakes. For instance, buildings can be classified as follows.

Group I. All buildings other than those belonging to Groups II and III.

Group II. Buildings having large number of occupants, including public assembly halls and theaters, churches, schools and hospitals. Also included are building used as record depositaries or for the storage of historic, artistic or literary treasures.

Group III. Buildings having essential facilities necessary for post-earthquake recovery, which are required to function during and immediately after an earthquake. Also included in this group are buildings housing particularly valuable art treasures or similar.

2. IDEALIZATION OF SEISMIC ACTIONS

2.1 Earthquake characteristics

2.1.1 In the selection of earthquake characteristics for design purposes, the following concepts have to be considered:

- a) Historical records.
- b) Local instrumental records.
- c) Regional geology and tectonics.
- d) Seismic activity at all sources that may contribute to hazard.
- e) Intensity attenuation with distance.
- f) Local conditions.

None of these sources of information can be neglected when making estimates of seismic hazard: historical records about qualitative measures of earthquake intensities may give less precise descriptions of ground motion than accelerograms, but those historical records provide usually a clearer picture of the long term statistical pattern. Knowledge of regional geology and tectonics is often more informative than several tens of years of relatively low activity. Probabilistic approaches for putting together information from different sources, as described above, are based on Bayes' Theorem about the probabilities of alternate hypotheses.

2.1.2 Local historical and instrumental records must be studied with the aim of obtaining information about intensity statistics, frequency content of ground motion and influence of local conditions.

Descriptions of damage suffered by different kinds of structures provide significant information about frequency content characteristics of ground motion.

2.1.3 Studies about regional geology and tectonics should be carried out by specialists who are familiar with the regions of interest and

should cover the following concepts as much as feasible:

- a) Regional tectonic structure and processes.
- b) Principal and secondary faults.
- c) Indications of activity or inactivity of fault.
- d) Estimates of maximum magnitudes, seismic moments and durations of earthquakes.
- e) Estimates of energy liberated per unit time.
- f) Possible mechanisms.
- g) Possible focal depths.

Descriptions of a regional tectonic structure should include an evaluation of the setting of a region close to the site within wider regions of similar characteristics, so that assessments of activity can be based on relevant information above and beyond statistical data of activity in the vicinity of a site, as the latter are often insufficient.

Estimates of maximum magnitudes or seismic moments can be based on the dimensions of the potential sources but it is difficult to set an upper bound to the portion of a fault that can move during a single event. Uncertainty about these estimates must be stated in probabilistic terms.

2.1.4 Estimates of potential future activity at seismic sources must include

- a) Magnitude-recurrence curves covering the interval of moderate to largest expected magnitudes.
- b) Measures of uncertainty about the above mentioned curves.
- c) Indications about the possible random and systematic fluctuations of activity with time.

The last item includes considerations about the likelihood of immediate or short-term activity. This likelihood may

result from purely statistical considerations, from the observation of long inactive intervals at potentially active areas, or from the observations of precursors of large earthquakes.

2.1.5 Intensity-attenuation expressions must provide enough information for characterizing ground motion.

The ultimate aim of establishing or adopting intensity-attenuation expressions is to permit the estimation of earthquake spectra or more general models of ground motion. Some expressions provide direct estimates of ordinates of response spectra for a given period and damping, while other aim only at predicting peak absolute values of ground acceleration, velocity and/or displacement, and recommend the use of expressions relating these parameters with spectral ordinates.

For some applications ground motion must be described in terms of stochastic process models (see Section 2.2). In those cases the parameters of those models (spectral density of acceleration, intensity envelope function) must be predicted directly from the properties of earthquakes at their source, or indirectly from response spectra.

2.1.6 Intensity-attenuation relations may be specifically determined for the region of interest or may be inferred from those valid for other regions of similar geophysical characteristics and seismic mechanisms. They should consider:

- a) Type of fault and earthquake mechanisms.
- b) Theoretical concepts about generation, propagation and attenuation of waves of different types.
- c) Empirical information about magnitude, intensity and site-to-source distance.
- d) Influence of distance on duration of ground motion.

e) Random deviations of actual intensities with respect to computed values.

Available expressions are many and inconsistent. Each is based on its own set of data and assumptions about general form, and each defines site-to-source distance in different manner. Most of the empirical information corresponds to earthquakes at moderate distances, and therefore intensity attenuation curves in their most important range, i.e. for short distances, are very sensitive to assumptions about their form.

Most available expressions take intensity as the product of a function of magnitude and a function of distance. Although this assumption may be adequate for peak ground displacements or spectral ordinates in the range of long natural periods, it is far from true for peak ground accelerations or spectral ordinates at high frequencies.

2.1.7 The influence of local soil, topography and geologic structure on the characteristics of ground motion shall be evaluated and incorporated into the models of earthquake excitation. This evaluation shall be based on direct records obtained during actual earthquakes as well as on realistic theoretical models that take into account topographic and stratigraphic characteristics, mechanical properties of the ground and types of arriving seismic waves.

When one talks about microzoning, attention is usually focused on shear-beam models of stratified soil formations and on uni-dimensional, vertically traveling SV waves. Strong motion and seismological records have shown that those models can only be applied to a very narrow range of conditions, and that many other geologic or topographic features can have a more pronounced influence on ground motion than the presence

of sediments. More general analytical models have been developed in order to account for two- and three-dimensional response and various types of arriving waves. As a consequence of the complexities involved in theoretical models, those models should only play a role complementary to instrumental observations. Because path and mechanism have been shown to affect local variations of ground motion, a large number of events (even small intensity motions) will have to be recorded at a given site before reliable conclusions can be drawn concerning those variations.

2.2 Earthquake models for structural design

2.2.1 The model used to represent seismic actions on a given structure must be capable of representing the influence of its mechanical properties on its response to a degree of accuracy compatible with the importance of a structure and the accuracy and complexity of the methods of analysis. The following models are recommended for the response analysis of various types of structures:

- a) Lateral force coefficients, independent of the natural period or dependent on an approximate period, for the design of unimportant and inexpensive structures and for those of moderate importance with uniform distributions of masses, stiffnesses and safety factors.
- b) Response spectra for different damping values and ductility factors for the design of moderately important structures without very irregular distributions of masses or stiffnesses and with uniform values of the ratio of available to required strength at critical sections.
- c) Stochastic process models of ground motion, or a set of

ground motion time-histories for the design of extremely important structures or for those with irregular distributions of the ratio of available to required strength or with failure mechanisms developing important non-linear deformations.

- d) Multi-component stochastic process models of ground motion at one or more foundation points or a set of multi-component ground motion time histories, also at one or more foundation points, for the design of structures with large dimensions in plan.
- e) Stochastic process models of arriving waves or a set of space-time histories of those waves, for the design of underground structures.

2.2.2 Lateral force coefficients

- 2.2.2.1 A lateral force coefficient function includes both the ratio of the shear at the base to the weight above it, and the form of variation of the ratio of local lateral force to local weight along the height of a structure.
- 2.2.2.2 The application of lateral force coefficient functions for seismic design should be restricted to the particular types of structures for which those functions were determined. For each particular type of structures the lateral shear forces predicted from the corresponding lateral force coefficient function should provide uniform safety with respect to the shear forces obtained from dynamic analysis for the response spectra determined in accordance with 2.2.3.

Lateral force coefficient functions cannot simultaneously provide uniform safety for lateral shear forces and for other forces resulting from structural response, such as overturning moment, nor do they serve to estimate local accelerations because the maxima of the various response

variables mentioned do not take place simultaneously. This is why elevation-dependent factors are introduced for reducing overturning moments obtained by integration of the diagram of design shear forces.

Wide differences have been shown to exist between lateral force coefficient functions corresponding to given reliability values for structures deforming like shear beams and for those responding like flexural beams. Those differences are sensitive to the shape of the response spectrum, and reflect the relative values of the contributions of fundamental and higher natural modes. They can be taken into account, for instance, by representing the lateral force coefficient functions as the superposition of a linear and a second degree functions of the elevation, or by making it proportional to the iteratively determined deformed configuration of the structure when subjected to a system of lateral loads.

Lateral force coefficients may be stipulated as independent of natural periods, in that case design responses are too conservative for very short and very long natural periods. This justifies the practice of specifying rules for making crude estimates of the fundamental period of a structure and making the lateral force coefficient functions to depend on those estimates, in accordance with the specified response spectra.

- 2.2.2.3 If lateral force coefficient functions are made to depend on estimates T of the fundamental natural period, the variation of those coefficients with T should lead to design values of seismic actions on critical sections at least as safe as those that would be obtained from a detailed modal dynamic analysis accounting for the contributions of higher vibration modes.

In a range of high values of T the ordinates of a response spectrum decrease with T , and so does the base shear. However, because of the contribution of higher vibration modes, the decrease of a base shear is less pronounced than that of the spectral ordinates. The variation of lateral shear with height is also sensitive to the contribution of higher modes.

- 2.2.2.4 The base shear coefficient should depend on the ductility factor K applicable to each type of a structure. If the base shear coefficient is specified as a function of T , its variation with this parameter and with K can be treated following the rules proposed in 2.2.3 relative to the permissible reduction of the response spectra ordinates through ductility. If the base shear coefficient is to be specified as independent of T , it should be taken as the largest value of a_c or C/K , where all these variables are defined in 2.2.3.3.

The last condition arises from the fact that ordinates of the acceleration response spectrum for a given ductility factor K can be obtained simply by dividing the ordinates of the elastic response spectrum by K if the natural period is not too short, but the reduction factor varies from K to 1 as the natural period approaches zero.

- 2.2.2.5 The lateral force coefficient functions shall be chosen so as to optimize the population of structures to which they are to be applied.

This optimization must be understood in the sense of leading to a maximum of the algebraic sum of present values of benefits minus initial costs minus present values of expected damage.

2.2.3 Response Spectra

- 2.2.3.1 Design response spectra shall be presented in the form of linear response spectra for different damping ratios and non-linear response spectra valid for given types of non-linear load-deformation curves and given ductility factors. These spectra shall be made to depend on local ground conditions.

In many practical situations design spectra can be specified by a set of linear response spectra, a set of rules to transform linear spectra into elasto-plastic spectra corresponding to given ductility factors, a set of conditions that structures must satisfy in order for the elasto-plastic spectra to apply, and a set of modifications to apply when considering other non-linear load-deformation curves.

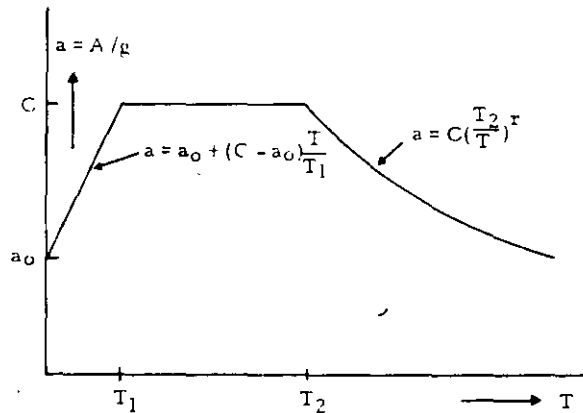
- 2.2.3.2 For each damping ratio and ductility factor, more than one design spectrum may have to be specified in order to cover at a given reliability level the responses to earthquakes originating at different seismic sources near the site. Alternatively, a single spectrum may be specified, provided it gives an envelope at a given reliability level to the response to earthquakes from different sources.

Standard methods of seismic risk analysis permit obtaining ordinates of response spectra for given natural periods and damping ratios corresponding to specified return periods or rates of exceedance per unit time.

- 2.2.3.3 Linear design spectra should be specified by means of simple functions defined by a small number of parameters. A widely applicable family of functions are given in Fig. 1. In that figure,

A = ordinate of the acceleration response spectrum;
 g = acceleration of gravity;
 a = A/g ;
 a_0 = value of "a" when "A" is taken equal to the peak ground acceleration;

Fig. 1
Design response
spectra



C = maximum spectral ordinate; it is a function of damping;

T_1, T_2 = low and high characteristic periods.

Then dealing with the design spectra on a firm ground, the value of T_1 is so small when uncertainties in spectral ordinates and natural periods are recognized, that it may be adequate to take $T_1 = 0$, which is tantamount to defining the acceleration spectrum by a horizontal branch for $T < T_2$ and a hyperbolic branch for $T > T_2$.

2.2.3.4 Unless uncertainty in a natural period of a structure is explicitly accounted for by adopting a most unfavorable value of that period, that uncertainty must be covered by proper modification of the response spectra that correspond to the target reliability level.

The modification consists of taking each ordinate of the design spectrum equal to the highest ordinate of the unmodified spectrum included within a finite range of period on each side of the computed value. The range depends on the degree of uncertainty about the natural period. In the absence of more reliable criteria, the mentioned range may be taken as $(0.75 T_c, 1.33 T_c)$, where T_c is the computed value of the

natural period.

2.2.3.5 Specified response spectra must aim at providing reliability levels consistent throughout the range of natural periods. This can be achieved by multiplying the ordinates of the response spectra that correspond to given return periods or rates of exceedance by factors that grow asymptotically with the natural period. If spectra are represented by functions as described in 2.2.3.3, this requirement can be fulfilled by adopting values of "r" in Fig. 1 smaller than those corresponding to the spectra obtained in compliance with 2.2.3.3.

This requirement arises among other concepts from the facts, first, long period structures have usually more degrees of freedom and more failure modes than those with short periods, secondly, the long period structures are more sensitive to instability effects and therefore less reliable than the short period structures when they are both analyzed by conventional methods, and thirdly, the ratios of the additional costs of increasing safety to the expected cost of damage are smaller for the longer period structures.

2.2.4 Real and simulated ground motion records

2.2.4.1 If the response of a structural system has to be predicted by means of step-by-step integration methods, the action must be represented by time histories of ground motion.

In general the best way to represent time histories of ground motion is through accelerograms.

2.2.4.2 Time histories may be specified by a set of sample records of real or simulated earthquakes. In both cases, the number of samples in each set and the characteristics of each sample must be chosen so as to produce distributions of structural responses

consistent with the design spectra that correspond to the specified reliability level. This condition must be satisfied for all the range of natural periods of interest.

The criteria for judging the required number of samples cannot be separated from the manner in which the design value of each response variable will be derived from the set of values obtained from the step-by-step response analysis. If design values are obtained by averaging computed values, the required number of samples will be determined under the condition that with a sufficiently high probability the average response must be equal to or greater than the response obtained from the specified response spectrum.

2.2.4.3 Instead of simulated ground motion records a stochastic process model may be stipulated. This model may be represented in general as the product of a random stationary process with given spectral density and a deterministic function of time.

More sophisticated models which take into account time variation of the frequency content of the ground motion during an earthquake may be required when trying to predict the response of structures with degrading stiffness.

2.2.4.4 Adequate base-line correction should be performed on real and simulated earthquake records in order to permit reliable estimates of structural response for all the range of natural periods of interest.

2.2.5 Multi-component ground motion

2.2.5.1 The response analysis of ordinary structures must take into account the simultaneous motion of the ground in more than one direction.

2.2.5.2 The response analysis of structures with large dimensions in

plan must take into account the difference in ground motion at various supports.

2.2.5.3 Multi-component models of ground motion may be specified by means of individual spectra, real or simulated time history records or stochastic process models for every component with corresponding cross-correlation functions. The orthogonal components of ground motion at a given site can be taken as stochastically independent.

The last recommendation is an approximation to the results of some available statistical studies. No similar studies have been carried out with records of ground motion in the same direction at different sites.

Simple theoretical models have been proposed on the basis of wave propagation concepts.

3. RISK AND RELIABILITY

3.1 Maximum seismic response

- 3.1.1 For the purpose of reliability analysis the characteristics of the ground motion at a site during an earthquake must be described by a set of parameters related to its intensity and frequency content. The intensity is such a scalar variable that the expected structural response grows asymptotically with it. The frequency content is a function that describes a contribution of the waves with different frequencies relative to the energy of the motion. The parameters used to define intensity and frequency content must be able to express probability distribution of maximum structural response. The parameters to be adopted may be different for different types of structures.

For most application the intensity and frequency content can be defined by duration and peak absolute values of ground acceleration, velocity and displacement, because these parameters determine the ordinates of expected response spectra and the probabilistic distribution of maximum response. An alternative description is provided by the ordinates of response spectrum for given periods and damping values, and a set of shape parameters.

When ground motion is represented by a stochastic process, intensity and frequency content are determined by the parameters that describe the instantaneous spectral density of ground displacement, velocity or acceleration and the evolution with time of that spectral density.

- 3.1.2 In order to obtain reliability measures of specified seismic design criteria, it is necessary to obtain probability descriptions of maximum response for a given earthquake and for all earthquakes

occurring during a specified reference time interval.

- 3.1.3 The probability distribution of the maximum response of a structure during an earthquake of given intensity and frequency content can be obtained by conventional methods of random vibration analysis.

Intensity and frequency content can be specified by means of the expected value of the response spectrum ordinates or by the form and parameters of stochastic process models.

- 3.1.4 The probability distribution of the maximum response of a structure during a given reference interval can be obtained from standard methods of probability theory, taking into account the following concepts:

- a) Probabilistic model of the occurrence of an earthquake of given intensity and frequency content.
- b) Probability distribution of the maximum response during an earthquake of given intensity and frequency content.

- 3.1.5 Probabilistic models of the occurrence of earthquakes of given intensity and frequency content characteristics can be obtained directly from statistical records or derived theoretically from probabilistic models of seismicity at near-by sources. Theoretical analysis should account for the following concepts:

- a) Type and parameters of the probabilistic models of seismicity.
- b) Probability distributions of intensity and frequency content characteristics for given parameters of earthquakes at their source and distances from source to site.

For many applications it may be assumed that intensity and frequency content of any two earthquakes are stochastically independent. In this case the probabilistic model of the

occurrence of earthquakes of given intensities can be described by the probabilistic model of a time series process expressing the occurrence of earthquakes of random characteristics and the joint distribution of those characteristics given each occurrence.

The probability distributions mentioned in paragraph b) are contained in usual intensity-attenuation expressions and the distributions of the ratios of the observed to the computed intensities.

3.1.6 Curves relating earthquake intensities with their annual exceedance rates are called intensity-recurrence curves. They constitute the simplest probabilistic descriptions of the random process of occurrence of earthquakes with given characteristics. These curves can be used to obtain curves relating given values of structural response with their annual exceedance rates, i.e., response-recurrence curves.

3.2 Seismicity

3.2.1. Seismicity is the process of earthquake occurrence of different characteristics at a given seismic source. For the purpose of evaluating seismic risk and seismic reliability the mentioned process must be described by a probabilistic model.

3.2.2 Models of seismicity at a given source must include probabilistic descriptions of the time and coordinates of earthquake occurrences as well as of the parameters about their source characteristics, as stipulated in 2.1.3 and 2.1.4.

3.2.3 For practical applications the characteristics of each source can be expressed by magnitudes, occurrence time can be represented by renewal-type stochastic processes, probabilistic correlation among the coordinates of different shocks can be ignored, and the

magnitudes of two different earthquakes can be taken as independent and equally distributed random variables.

These models do not account for some observed effects, such as clustering in space and time of sequences of after-shocks, as the influence of this clustering on the risk for time intervals of the order of several tens of years is not very significant.

3.2.4 Curves relating earthquake magnitudes with their annual exceedance rates at given sources are called magnitude-recurrence curves. They constitute the simplest probabilistic models of seismicity and can be used to obtain intensity-recurrence curves.

3.2.5 In the formulation of seismicity models the following information should be taken into account, in accordance with 2.1.3:

- a) Regional and local tectonics and geology, including studies about indications of recent activity or inactivity of faults.
- b) Seismological information, including coordinates, mechanisms and source parameters of earthquakes in the region.
- c) Mechanical models about the process of energy accumulation and liberation at a seismic source.
- d) Estimates of maximum possible magnitudes, in comparison with values observed in other regions with similar tectonic and geologic features.
- e) Seismological information in other regions with similar tectonic and geologic features.

The significance of all this information about the type and parameters of the stochastic model adopted to represent seismicity shall be assessed by means of adequate probabilistic concepts, and the uncertainty associated with the estimated model and parameters shall be evaluated and expressed in quantitative terms.

It is well known that statistical records about time, coordinates and source parameters of earthquakes are often insufficient for deriving seismicity models and estimating their parameters. Information from different sources such as concepts a) - e) in this requirement can be assimilated through the criteria and methods of Bayesian statistics. The result of applying these criteria to a given seismic source is a probability distribution associated with a set of alternate hypothetical models of the seismicity of that source.

3.3. Reliability

- 3.3.1 Decisions about design intensities, safety elements, system requirements and performance criteria should be established on the basis of acceptable reliability level and cost-benefit analysis. The acceptable reliability level is determined by the probability of satisfactory behavior with respect to modes implying collapse and the cost-benefit analyses are based on optimizing a utility function involving the algebraic sum of initial investment and present value of expected benefits and economic consequences of failure and damage.
- 3.3.2 The reliability of a structural system for earthquake actions in the probability of satisfactory behavior during a reference time interval. In practical cases it can be measured by its complement, the probability of failure during a reference time interval or by a annual failure rate.
- 3.3.3 In systems with multiple failure modes and potential damage levels the reliability is measured by the failure probability and rate for the different modes and by the expected cost of damage per unit time.
- 3.3.4 For a given structure with known properties the probability of failure in a reference time interval can be obtained by standard

methods of probability theory taking into account the following concepts:

- a) Probability distribution of maximum response for an earthquake with given intensity and frequency content.
 - b) Probability of occurrence of earthquakes with different intensities and frequency content characteristics at a site.
 - c) Value of the capacity of a structure expressed in the same type of variables as the response.
- 3.3.5 For a given structure with known properties the failure rate and the expected cost of damage per unit time can be obtained by standard methods of probability theory taking into account the following concepts:
- a) Probability distribution of maximum response for an earthquake with a given intensity and frequency content.
 - b) Expected cost of damage for a given intensity and frequency content.
 - c) Intensity-recurrence curves at the site.
 - d) Value of the capacity of the structure expressed in the same type of variables as the response.
- 3.3.6 Uncertainty in structural properties must be incorporated in the estimation of failure probabilities and rates, and of expected cost of damage. This can be accomplished by computing an expected value of the quantities obtained in accordance with 3.3.4 and 3.3.5 with respect to the probabilistic distribution of structural properties.

4. CODE STRUCTURE AND FORMAT

4.1 Elements of a seismic design code

4.1.1 In order to guarantee the correct interpretation and the efficient application of the provisions, a seismic design code must include in its text or in a complementary document clear statements about its objective, principles, range of applicability and limitations.

Neither the objectives nor the limitations of seismic design rules are usually explicit in design codes, and hence they are not always present in the mind of those who apply design prescriptions to practical problems. The accuracy of conventional criteria for predicting structural response is strongly dependent on the type of system considered. For instance, base shear coefficients and design response spectra are taken as measures of response parameters, as the latter are by tradition expressed in terms of accelerations and equivalent lateral forces on structural systems. These variables, however, are no more than indirect measures of system performance during earthquakes. They serve to control the values of more significant variables, such as lateral deflections of actual non-linear systems, overall and local ductilities, and safety margins with respect to instability failure. This explains why in seismic design, more than in any other field of engineering, it is easy to carry out a strict -- but blind -- application of the most advanced regulations and yet to produce a structure bound to perform poorly.

4.1.2 A seismic design code must include the following among its objectives:

a) To provide adequate safety levels with respect to collapse in the face of exceptionally intense earthquakes.

b) To provide adequate safety levels with respect to damage to adjacent constructions.

c) To protect structures against excessive material damage under the action of moderate intensity earthquakes.

d) To insure simplicity of repair, reconstruction or strengthening work in case damage takes place.

e) To provide protection against the accumulation of damage during series of earthquakes.

f) To preserve safety and comfort of occupants and of public in general, by ensuring that structural response during moderate intensity earthquakes will not exceed prescribed tolerance levels, and that panic will not occur during earthquakes of moderate and high intensity, particularly in buildings where frequent gathering of people is expected.

Achievement of the foregoing objective requires much more than dimensioning structural members for given internal forces. It implies explicit consideration of those objectives and of the problems related to non-linear structural response and to the behavior of materials, members and connections when subjected to several cycles of high load reversals. It implies as well identifying serviceability conditions and satisfying adequate acceptance criteria with respect to them.

4.1.3 Detailed provisions should include general criteria and specific rules. The general criteria should stimulate creative engineering solutions within stipulated levels of safety and economy, while the specific rules are intended for routine practice.

4.1.4 General criteria should cover system requirements as well as design and performance criteria.

4.1.5 Specific rules should cover design and performance criteria.

4.1.6 The concepts required for efficient and unambiguous application of general criteria and specific rules can be grouped as follows:

- a) Seismic zoning and micro-zoning.
- b) Classification of structures.
- c) Design actions.
- d) Structural analysis.
- e) Acceptance criteria.
- f) Non-structural elements.
- g) Repair and strengthening of existing structures.

4.2 Seismic zoning and micro-zoning

4.2.1 The establishment of seismic zones and of the corresponding design actions should be done in agreement with a criterion of optimizing under the restrictions of maximum tolerable risk levels a global utility function integrated by the utility functions of all structures to be built in each seismic zone in compliance with the design code considered.

Intensity-recurrence curves and dominant frequency content characteristics of earthquakes may vary systematically within each seismic zone. If constant design actions are to be specified for given local conditions within a seismic zone, those actions should lead at all locations to acceptable values of risk. Furthermore, some structure would be safer and other less safe than optimum, but the sum of all the utility functions should be optimized under the restrictions of maximum tolerable risk levels. The IAEA publication on "Basic Concepts of Seismic Codes" Volume I describes the concepts regarding "Seismic Zoning" and may be referred to for further information.

4.2.2 Because the characteristics of earthquakes are strongly influenced by local ground conditions, design actions for a given seismic zone

should refer to standard ground conditions.

Standard ground conditions involve both mechanical properties of materials and topographic configuration. For the sake of uniformity of criteria among different regions and countries it is convenient to take, as standard conditions, firm ground and flat topography.

4.2.3 As an alternative to the adoption of a discrete set of seismic zones with constant design actions on standard ground conditions at each zone, those actions can be specified as continuous functions of geographical coordinates.

4.2.4 Micro-zoning provisions should include the following:

- a) Maps of micro-zones including the corresponding seismic design excitations, where formulation of these maps is warranted by adequate knowledge about local ground conditions and their possible influence on the characteristics of surface ground motion.
- b) Criteria for obtaining seismic design actions on non-standard ground conditions from those on standard conditions where provisions as described in the foregoing paragraph are not available.

4.3 Classification of structure

4.3.1 For the purpose of specifying applicable design actions, methods of structural analysis and acceptance criteria, structures should be classified in accordance with the following:

- a) Type of intended occupancy.
- b) Type of variables that define response and control behavior.

The type of intended occupancy is closely related to the expected magnitude of the consequences (both monetary and of

other kinds) and therefore to the tolerable risk level.

The type of variables that define response and control behavior determines structural analysis methods and acceptance criteria. For instance, the behavior of building frames and industrial bents is determined by local non-linear deformations (ductility demands) and slenderness effects, and that of retaining walls and earth embankments by cumulative deformations and sliding of large soil masses. In the former case the response can be estimated by means of static or linear dynamic analysis, provided the structure does not show excessive irregularities; in the case of retaining walls and embankments, explicit consideration of non-linear behavior and of the tendency of inelastic deformation to accumulate in the downhill direction is nearly indispensable when dealing with very important systems.

In buried structures response and behavior are determined by the local deformation that results from the interaction of soil and structure upon the arrival of seismic waves. Structural analysis methods and verification criteria suitable for these structures differ widely from those valid for the cases discussed above.

- 4.3.2 For each type of structures classified in accordance with 4.3.1 b), a subclassification may be necessary in order to account for a possible influence of structural irregularities on the occurrence of special response effects and on the capability of different methods of response analysis for making reliable prediction of those effects.

According to the foregoing paragraph, the classification of a structure for the purpose of specifying design actions

depends not only on its type of response, but also on the uncertainty attached to its prediction. The latter depends on the method of analysis, and therefore the classification is based not only on intrinsic properties of the system, but also on the criteria used to predict response and control behavior. For instance, the displacements of a reinforced concrete frame where all the stories with the exception of the ground floor have been overdesigned for seismic shear can be predicted with the same reliability as those of a similar frame designed for uniform safety factors along its height, if detailed time-histories of response are obtained by suitable numerical integration methods and if the stress-strain curves of materials and members are represented with sufficient accuracy. There is no need to use different classifications for these two cases, provided response is predicted by the mentioned methods and acceptance criteria are expressed in terms of local ductility demands. However, if response is predicted by means of static or linear dynamic analysis and acceptance criteria are expressed in terms of lateral shears or internal forces, the frame with the uniform safety factor may be designed for lower lateral forces or response spectra than that with the overdesigned upper stories. In practice, this is accomplished by assigning those structures to different groups, each characterized by its corresponding ductility reduction factor.

- 4.3.3 The response and the verification criteria for structures the behavior of which is determined by local ductility demands and slenderness effects can be expressed in terms of lateral force coefficients or linear response spectra reduced to account for their nominal ductility factors, K . They can be classified in terms of permissible values of K , and this classification shall

take into account the following concepts:

- a) Type of materials.
- b) Type of joints and connections.
- c) Relative values of the safety factors with respect to ductile and brittle failure modes including local buckling as well as with respect to failure of members and connections.
- d) Irregular distributions of mass, stiffness and strength.

The relative values of the safety factor with respect to ductile and brittle local failure modes determine the ductility of the system as a whole. Some types of members are prone to have lower safety factors with respect to brittle modes than with respect to ductile modes, unless special precautions or performance rules are adopted in order to accomplish the opposite. This may occur, for instance, in a member subjected to bending and shear, when the depth of its cross section is greater than about one fourth of its length.

4.4 Design actions

- 4.4.1 Seismic design actions shall be represented by models chosen in accordance with 2.2.1. The type of model adopted and the intensity of the action shall be made to depend on the classification of each structure, in accordance with 4.3.1 a) and 4.3.2. They shall account for the energy-dissipation capacity of each type of structure, the uncertainty arising from methods used to predict response and the relation between response and behavior, and they shall lead to the intended reliability level.
- 4.4.2 In addition to single-component ground motion model and design intensity, the specification of design actions must include the following:

- a) Loading situations to be analyzed.
- b) Definition of the characteristics of the significant ground motion components that must be considered simultaneously, and criteria for superposing their contributions for each design situation.
- c) Probability levels or nominal design values of live loads to be considered in each design situation. This specification must include both upper and lower bounds of unfavorable values.

Loading situations may include one or more design intensities, and they must aim at attaining the intended reliability levels for different failure and serviceability limit states.

When design actions are represented by time histories or stochastic process models, the criterion for superposing their contributions is simple: the response must be obtained for the simultaneous action of all the ground motion components. When design actions are represented by lateral force coefficients or response spectra corresponding to a set of orthogonal directions, the fact that the maxima of a response variable associated with the various components are not reached simultaneously can approximately be taken into account by establishing a number of load situations: for each situation the maximum response associated with one of the components is taken with its full magnitude, while reduced values of the corresponding maxima are adopted for the others.

Lower most unfavorable values of live loads sometimes give place to the critical loading situation with respect to overturning failure modes.

4.5 Structural analysis

- 4.5.1 The methods specified for predicting the seismic response of different types of structures shall be consistent with the importance of each structural type, in accordance with 1.2.
- 4.5.2 Acceptable principles and methods for stress analysis of structures and foundations shall be stipulated. The specifications shall state the types of deformations to be taken into account as well as the need to satisfy the conditions of equilibrium, continuity and compatibility. They shall also include provisions as to the constitutive laws of materials and members and to the permissible limits of stress redistribution.

Although obvious, some of the foregoing conditions are not always satisfied in practice: a continuous stress path from all lateral forces to the foundation is not ensured for instance in some structures where the roof system is not specifically designed to transmit its lateral forces to the vertical frames. Similarly, deformations of horizontal diaphragms are neglected for the purpose of distributing lateral shears among vertical frames, thus leading in some cases to gross underestimate of local internal forces.

These conditions are so important that detailed specifications covering the most frequent practical problem are highly desirable.

- 4.5.3 Approximate criteria must be stipulated in detail for the prediction of some special effects which are usually encountered, but whose prediction by refined methods is not practical. The following are some of those effects:
- a) Local accelerations for design of appendages and other elements, as well as their anchorage.

- b) Criteria for reduction of overturning moment.
- c) Dynamic torsion.
- d) Slenderness effects.
- e) Deformability of horizontal diaphragms.

4.6 Acceptance criteria

- 4.6.1 To each type of structure shall correspond a set of verification criteria expressed in terms of the variables adopted to describe response, herein designated as control variables.
- 4.6.2 The ranges of acceptable values of control variables shall be determined so as to ensure that the probability of failure of each structure within a reference time interval, as defined in 3.3.4, and the expected cost of damage per unit time, as defined in 3.3.5, shall be smaller than the corresponding specified limits.
- 4.6.3 Verification criteria for the design of the structure the behavior of which is determined by local ductility demands and instability effects can be expressed in terms of the following concepts:
- a) Load factors for the superposition of vertical loads and seismic response.
 - b) Criteria to determine allowable values of internal forces at critical sections.
 - c) Criteria to determine allowable actions on joints and connections.
 - d) Criteria to determine the influence of slenderness effects on stresses and internal forces.
 - e) Lateral deformations due to the design earthquake.
 - f) Criteria to determine allowable values of the capacity of foundations under the combination of vertical and lateral forces.

When the strength at a story for the resultant shear, torsion or overturning moment is provided by a small number of resisting members, it may be convenient to decrease the allowable values of stress and internal force, in order to reach the same reliability levels as when a large number of resisting members exist. Alternatively, design action intensities may be raised and allowable values of internal force left unmodified.

Acceptable lateral deformations must be made to depend on the manner in which non-structural elements are attached to the structure.

When static or linear dynamic analyses are applied, approximate values of lateral deformations must be obtained multiplying those resulting from linear response analysis by the assumed ductility factor.

The values so obtained must be corrected in order to account for the slenderness effect.

4.7 Non-structural elements

4.7.1 Elements not considered in the analysis as part of the structural system shall be attached to the structure so as not to produce undesirable interaction forces.

4.7.2 Non-structural elements and their attachment to the structure should be designed so as to limit damage on those elements as well as to limit danger to occupants and public in general.

Glass breakage may be a significant hazard for pedestrians.

Therefore, special precautions should be taken to avoid it.

4.7.3 Non-structural elements may be checked for seismic forces due to out-of-plane motion.

4.8 Repair and strengthening of existing structures

The specifications for repair and strengthening of existing structures should be determined on the basis of quantitative studies that consider tolerable failure probabilities and economic constraints. Those specifications should be consistent with the results of ad-hoc cost-benefit studies.

REPORT NO.
UCB/EERC-91/15
JULY 1991

EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH CENTER

DESIGN GUIDELINES FOR DUCTILITY AND DRIFT LIMITS:

REVIEW OF STATE-OF-THE-PRACTICE AND
STATE-OF-THE-ART IN DUCTILITY AND DRIFT-BASED
EARTHQUAKE-RESISTANT DESIGN OF BUILDINGS

by

VITELMO V. BERTERO

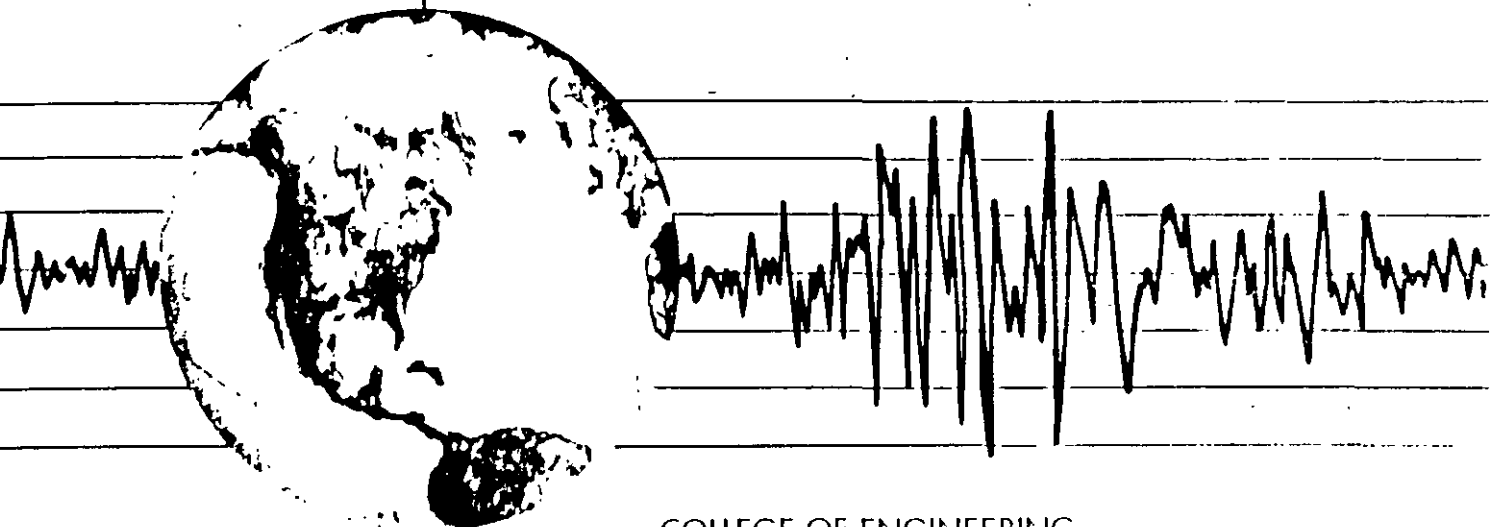
JAMES C. ANDERSON

HELMUT KRAWINKLER

EDUARDO MIRANDA

THE CUREe AND THE KAJIMA RESEARCH TEAMS

A Report to Sponsor: CUREe-Kajima



COLLEGE OF ENGINEERING
UNIVERSITY OF CALIFORNIA AT BERKELEY

CHAPTER SEVEN

SUMMARY, CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

7.1 SUMMARY

In this research project the state-of-the-practice and of-the-art in the use of the concepts of deformation, ductility, ductility ratio, drift, and interstory drift indices for attaining efficient Earthquake-Resistant Design (EQRD) of structures are reviewed.

After a discussion of the advantages of using an energy approach for the EQRD of structures and a clarification of the differences between deformation, ductility and ductility ratio, the needs for providing structures with the largest ductility economically feasible and for controlling the interstory drift index are discussed in detail. The need for establishing more reliable design criteria for EQRD of structures is also discussed.

The state-of-the-practice and -of-the-art of EQRD of buildings are reviewed, beginning with a review of the problems in design and construction of EQ-resistant structures, followed by a review of present building seismic codes, with emphasis on how the concepts of **Displacement Ductility Ratio, μ_δ** , and **Interstory Drift Index, IDI**, are used, and how they could be used, to improve the state-of-the-practice according to present knowledge. The review covers the building seismic codes of the U.S., Japan, Mexico D.F., New Zealand, and Europe (ECCS and CEB).

Based on a review of the problems encountered in the design and construction of EQ-resistant buildings, research, development and educational needs to improve present knowledge and particularly state-of-the-practice are formulated.

7.2 CONCLUSIONS

From the studies conducted and the results presented in this report, the following main observations can be made regarding the use of ductility and drift limits in EQRD.

- Although the advantages of using plastic deformations of the structural material to dissipate part of the seismic Energy Input (E_I) to the structure and the need for limiting the lateral interstory drift have been recognized in the literature, their implementation, particularly their reliable quantification, has not been accomplished fully in present seismic design codes.
- While it is possible to use the concept of ductility in a vague manner in discussing the philosophy of ductility-based design, when such philosophy has to be applied in the EQRD of structures the philosophy has to be quantified, and it is therefore necessary to use unambiguous parameters.
- Although displacement ductility factors, μ_δ , provide good indications of structural damage, they usually do not adequately reflect the damage to nonstructural components. To produce safe and economical structures; seismic design methods must incorporate drift (damage) control, in addition to lateral displacement ductility, as a design constraint.
- Conventionally computed story drifts may not adequately reflect the potential structural and nonstructural damage to multistory buildings. A better index is the tangential story drift index, R_T .
- Although the general philosophy of EQRD is well established and is in complete concordance with the concept of comprehensive design, current code design methodologies fall short of realizing the objectives of the general philosophy. While the statement of the general philosophy indicates the need to consider three different limit states (criteria for levels of earthquake, i.e., service, damage control or operational, and safety or survival), in practice, design is typically only carried out for one criterion (usually safety), on the assumption that the other two will be satisfied automatically.

- The growing concern over the costs of earthquake damages (direct, functional, and indirect) points out the need that more attention be given to control of serviceability and functionality, i.e., control of damage.
- Achievement of reliable and efficient EQRD requires satisfaction not only of the criteria for strength and toughness, but also the criteria for deformation and repairability. Strength, toughness, deformation control and repairability are interrelated and hard to define.
- The following three main problematical areas have been identified in the earthquake-resistant design of structures: (1) Establishment of reliable **critical earthquake input (design earthquakes)**; (2) determination of the **demands** on the entire soil-foundation-superstructure and nonstructural components system; and (3) prediction of the **real capacities (supplies)** to the building at the moment that an earthquake strikes.
- While a sound preliminary design and reliable analysis of this design are necessary, they do not ensure an efficient earthquake-resistant structure. The seismic response of a structure depends not only on how it has been designed, but also on how it has been constructed and maintained (monitored and preserved) up to the moment that the earthquake occurs. There is a need to improve the construction and maintenance practices of structures.
- There are several sources of uncertainty in code-specified procedures for the estimation of demands, which can be grouped into two categories: (1) specified seismic forces; and (2) methods used to estimate response to these seismic forces.
- **Strength Demands.** For regular buildings up to a certain height (240 ft. in the U.S.), most of the codes in the world recommend the use of equivalent (static) lateral seismic forces, which are expressed as a base shear $V = (C_{sp}/R)W$, where C_{sp} is the seismic coefficient equivalent to a SLEDRS (Smoothed Linear Elastic Design Response Spectra) for acceleration, S_a/g , and R is the reduction factor. Although in most codes the value of

R is given without any explicit reference to global displacement ductility ratio, μ_g , these values depend implicitly on μ_g .

- Structural response is usually estimated using linear elastic analyses of the effects induced by the equivalent static forces or by these forces multiplied by load factors, depending on whether the design will be performed using allowable (service or working) stress, or the strength (load and resistance factor) design method.
- There are few countries in which codes recommend the use of limit analysis and limit design methods (plastic design methods).
- **Stiffness and Drift Demands.** Most seismic codes address design for lateral stiffness and for drift at service level. Only a few codes explicitly require that the contributions of torsion should be considered in estimating the maximum lateral drift, and very few give any guidelines regarding how to deal with the effect of multicomponents of seismic excitations. Few codes give explicit requirements or recommendations regarding how to estimate P- Δ effects. There is a need for more rational code procedures for estimating the demands regarding the stability effects at ultimate limit states.
- **Strength Supplies.** Most of the **Reinforced Concrete (RC)** EQRD codes require that the supplied strength be estimated using the strength method, in which the required strength of critical sections are evaluated as a function of just the minimum specified strength of the materials, and then reduced by a strength (resistance) factor. There are a few codes in which the design and detailing of the critical regions of the structure are based on the probable supplied strength capacity to the members and to their connections and, therefore, to the entire structure. **The state-of-the-practice as reflected by most present EQRD codes for RC buildings does not appear to include the use of the concept of energy dissipation capacity in a rational and reliable way through the use of the μ_g .**

- **Stiffness, Deformation and Stability Capacities.** Most of the RC codes give only empirical expressions to estimate the so-called "effective linear elastic stiffness"; they do not specify how to evaluate the change in stiffness of the whole soil-foundation-superstructure and nonstructural components system induced by increasing damage. There is a need to develop code procedures that will lead to estimation of the global deformation capacity of the structure not only under monotonically increasing deformation, but also under generalized (repeated reversal) deformation. This should be done based on the supplied local energy dissipation capacity of the structural members (rotational ductility ratio and degradation with repeated cycles, i.e., local hysteretic behavior).
- Present practice emphasizes the use of strength as the primary criterion for preliminary EQRD. While preliminary design based on shear strength could be justified where serviceability controls, it cannot be accepted in cases where the design is controlled by the ultimate (safety) limit state where plastic deformation is accepted. At safety limit state (mechanism formation and mechanism movement), base shear is insensitive to variation of deformation and, therefore, to damage. Although there have been some proposals to base preliminary design on only lateral stiffness, i.e., on only controlling the interstory drift, a practical method of this type of design has yet to be developed. A more rational approach is one which not only recognizes the importance of strength and stiffness (control of deformation), but also recognizes that while these two factors are strongly interrelated in the case of elastic response, they are less strongly interrelated in the case of inelastic response. To control inelastic deformation, however, it is necessary to provide the structure with a minimum yielding strength. Therefore, to achieve an efficient preliminary EQRD there is a need to consider two requirements simultaneously: the strength, based on the rational use of μ_{δ} (hysteretic energy); and the deformation, based on the limitation of IDI.
- The future of EQRD is an energy approach in which the concept of μ_{δ} is used in the derivation of IDRS through statistical and probabilistic analyses of the IRS

corresponding to all available recorded or expected critical ground motions at the building site, and design is conducted using limit design methodology with proper consideration of the possibility of shakedown phenomena.

- For the immediate or very near future the following compromise solution is recommended. Use design forces obtained from SLEDRS reduced by reliable reduction factor R . The values of R must take into account the reductions due to hysteretic behavior (μ_δ), changes in damping and in the fundamental period of vibration of the whole building system, and the real overstrength. The R should be period and site condition dependent.
- Ideally, the use of either of the above methods should be complemented with time history nonlinear dynamic analyses of the response of the preliminarily designed building system to the predicted **Maximum Credible Earthquake (MCEQ)**, ground motions that can occur at the site. If this is not possible, the least that should be conducted is a static nonlinear analysis of the building under monotonically increasing lateral loads.
- To control damage, it is necessary to control deformations. **Control of Interstory Drift Index, IDI, at Serviceability Level:** Present seismic codes specify acceptable limits of IDI that vary from 0.0006 to 0.006. Although the estimation of IDI at the service level is usually based on linear elastic analyses, there are many uncertainties regarding the effective stiffness of the structural members, the deformation of the foundation, and the contribution of the nonstructural components. Analysis of the deformations should be based on a realistic 3-D model which considers properly the effect of torsion under multicomponents of ground motions.
- **Control of IDI at the Safety Limit State.** According to present seismic codes, the acceptable maximum IDI to control damage varies with the type of structure and its function, usually varying from 0.01 to 0.03. The IDI spectra demands can be estimated based on the IDRS for strength for the adopted μ_δ . The problem in using these IDI spectra is in making a reliable estimate of the effective period, T . This is so because of

the difficulties in estimating the effective lateral stiffness. The seismic design codes are not specific about how to estimate the stiffness of members. In the case of RC structures, this is a difficult task. Although some rules have been formulated for estimating the lateral stiffness of buildings, the real lateral stiffness varies with the level of deformation.

- Most of the practical methods that have been recommended for design considering IDI have been based on the assumption that the nonlinear displacement response is equal to the linear response spectral values provided that the system has certain minimum yielding strength. Recent studies have shown that the nonlinear displacements are very sensitive to the dynamic characteristics of the ground motions, and in some cases the displacement can be significantly higher than those computed from a linear elastic response. Empirical formulas have been suggested to estimate the deflection amplification factor C_d defined as the ratio of absolute maximum interstory displacement to the corresponding value from a linear time history analysis.
- Seismic components and their input direction can significantly affect the response of a torsionally sensitive structural system. Ground components applied at the structural reference axes may remarkably underestimate the response because the structural maximum response is dependent on the seismic input direction and its magnitude.
- **Code Comparison.** In judging the results obtained from the comparison of different codes, it is necessary to keep in mind that it is not enough just to analyze the code requirements of the seismic forces and minimum stiffness or maximum acceptable IDI to be used in the design. The designed structure and the seismic behavior of the actual structure are not solely the result of specified seismic forces and IDI, but are governed by the overall design philosophy and the complex combination of the forces and IDI with many other factors such as: The satisfaction of code material requirements; the construction technology; and the maintenance or preservation of the entire soil-foundation-superstructure and nonstructural components system. Furthermore, the seismic forces in the code of one country reflect the seismicity as well as the seismic risk of that country, and these factors

vary considerably not only from one country to another, but even from one region to another within a country.

- Except for UBC, all the codes reviewed herein consider that portions of the live loads are seismically reactive and are included in the computation of the seismic forces.
- For strength (ultimate or capacity) design there are significant differences in the values specified by the different codes for the load factors as well as the ways the loads are combined.
- The codes reviewed herein are strength-based rather than ductility and damage control-based, and with the exception of the Japanese BSL, advocate a single level design.
- Although the UBC and New Zealand NZS code recognize in their material specification the possibility for overstrength, the only code that explicitly recognizes and accounts for overall structural overstrength due to inelastic redistribution of forces is the ECCS.
- Although most of the seismic codes that have been reviewed permit damage that will not jeopardize human life, none explicitly defines what constitutes acceptable damage. Most of the codes recognize that the level of acceptable damage has to be different for different types of facilities depending on its occupancy type or function. Quantitatively, this is accomplished by increasing the seismic forces through an importance or risk-to-life factor. However, the values adopted for this factor seem to be very low, and it appears to be incompatible with the fact that essential facilities and those housing very hazardous materials should remain practically elastic. The values for the occupancy factor, specified by the different codes reviewed herein, varied from 1 to 2.
- Code Specified SLEDRS. For buildings with a fundamental period of $T \geq 2$ secs. and located on firm soil, the U.S. and Japan have similar required SLEDRS which are somewhat smaller (up to 20% for $T = 3.0$ sec) than the NZS. For buildings with $T > 2.0$

sec and up to $T = 4$ sec located on very soft soil (soft clay, UBC type S_4 or Zone III of Mexico City), the UBC specifies the most severe SLEDRS, and the CEB has the least demanding SLEDRS.

- Use of μ_8 to Reduce SLEDRS to SIDRS.** All codes except the Mexico Code use a constant reduction factor, i.e., independent of the T of the structure. **Site with Firm Soil:** The largest reductions are those in the UBC. The Japanese BSL uses the smallest reduction (3.3). The BSL reduction is based on the energy dissipated only by cracking and local yielding since it does not allow the yielding of the structure as a whole system (mechanism movement). For tall buildings with $T > 1.5$ sec and up to $T = 3.0$ sec, the SIDRS specified by the Japanese BSL is more than 33% higher than any one of the other SIDRS. **Site with Soft Soils (Type S_3):** The largest reduction is that recommended by UBC which is 8.6, and the smallest is that specified by the Japanese BSL (3.3). For tall buildings with a $T > 1.7$ sec and up to $T = 3.0$ sec, the yielding strength required by BSL exceeds by more than 30%, 82% and 121% those specified by the Mexican D.F., CEB and NZS codes respectively. The yielding strength required by UBC for tall buildings having $T > 2.0$ sec is the lowest one of all the codes considered herein.
- Use of IDI Limitations in EQRD.** Although all of the seismic codes reviewed herein have regulations limiting the maximum IDI for limit states, none of these codes have recommendations regarding how the limitations should be directly introduced into the preliminary EQRD of a building structure. The IDI limits specified by codes are checked by analysis of the already finished preliminary design of the structure.
- Minimum Lateral Stiffness and Acceptable Limits on IDI at Serviceability Levels.**
Short T ($T < 0.3$ secs.): The NZS requires the largest lateral stiffness and therefore, should result in better damage control under service EQs. This is specifically true in cases when nonstructural elements can be damaged: $IDI \leq 0.0006$ which is 1/2, 1/4 and 1/6 of those specified by CEB, BSL and UBC respectively. **Long T ($T > 1.6$ secs.):** In the case of buildings located on firm soils, the results regarding the maximum acceptable IDI limits

are similar to those for short T. For buildings located on soft soil, the Mexican D.F. code requirements become as severe as the NZS.

- **Maximum Acceptable IDI at Ultimate Limit States.** The Mexico D.F. code explicitly specifies that the maximum IDI shall not exceed the values of 0.006 and 0.012, depending on whether or not the nonstructural components can be damaged. The UBC implicitly specifies that the IDI shall not exceed the values of 1.5% in the case of buildings less than 65 feet in height and 1.125% for buildings greater in height. Although the Japanese BSL does not specify any limit for the IDI at the Safety Level, in practice the Japanese designers limit the IDI to 0.01. These limits are a consensus judgment from experience based on observations and analyses conducted during previous EQs. Compliance with these limits will ensure not only human safety, but also damage control, provided that these limits are connected with a minimum required yielding strength. The minimum UBC required yielding strength seems to be too low. Thus, design of tall buildings attempting to provide only this minimum strength will undergo, in the case of severe EQ ground motions, significantly larger IDI than the maximum acceptable by the code.
- **Efficient EQRD.** Achieving an efficient EQRD requires an iterative process. It is necessary to start with an efficient preliminary EQRD. To carry out this preliminary design, it is necessary first to establish reliable design equations.
- There is an urgent need to develop a reliable preliminary EQRD procedure based on two-level design EQs, in which the following two limit states are considered: Functional serviceability under frequent ground motions, and survivability and control of damage under a rare but possible severe EQ ground motion.
- To enable development of reliable procedures for establishing a two-level EQRD, it is necessary to conduct statistical and probabilistic analyses of available data regarding what can be considered service and safety EQ ground motions, and then to develop reliable

SLEDRS and SIDRS that consider the LERS and IDRS, respectively, of all available recorded or predicted motions at these two levels of EQ ground shakings.

- Because reliable measured data on EQ ground motions at different sites (soil profile and topography) was scarce until 1987, design spectra are currently formulated using inadequate statistical information.
- **SIDRS for Strength, C_y .** For any given site, the ideal solution is to derive the SIDRS directly from statistical and probabilistic analyses of the IRS corresponding to all recorded motions at the selected site or at similar sites located in tectonically similar regions and even of records derived through the use of theoretical considerations.
- The shape of the IRS (i.e., the variation of C_y with T) varies significantly depending on the predominant frequency (or period T_g) of the recorded ground motion, which in turn depends on the site soil profile and topography from which the record was obtained.
- There is significant reduction of the LERS (i.e., for $\mu = 1$) produced by yielding ($\mu > 1$) for structures with a T coinciding with or very close to the predominant period (T_g) of the ground motion. The longer the T_g , the larger seems to be the deamplification.
- The degree of reduction of the LERS due to $\mu > 1$ decreases as T deviates from T_g and tends to zero as T tends to zero.
- Because of the uncertainties in estimating the values of T_g and T , caution should be taken in applying in practice the observed reduction of the LERS due to $\mu > 1$ when $T/T_g = 1$.
- For sites on firm or medium stiff soils (types S_1 and S_2), there are already several recorded ground motions whose IRS exceeds the SIDRS adopted by the codes reviewed herein. This is true even in cases of $\mu = 6$ which is not only very difficult to achieve (supply), but also very difficult to justify its possible use because of the damage that will be involved.

- For soft soil sites (soil profile S_3 or S_4), particularly with soft clays whose depth exceeds 40 ft, from the IRS corresponding to recorded ground motions which can resist and transfer ground acceleration of 0.30 g to the structure foundation, it appears that the SIDRS corresponding to the C_y adopted by all codes will be exceeded even when a $\mu = 6$ could be supplied and used. The only exception is the SIDRS specified by the Japanese BSL for low and medium-rise buildings of perhaps up to 20 stories.
- **Code Procedures to Determine SIDRS for C_y .** The SIDRS for C_y specified by codes are obtained by deamplifying LERDS through the use of a reduction or behavior factor. Although this factor depends on μ , it is difficult to judge the rationale for the values recommended in the codes.
- The values recommended by the UBC (i.e., R_w) appear too high, particularly for structures with a $T < T_g$ if the designer attempts to design the structure with the strength required by the code: The value for the reduction factor should be tied to other requirements besides the value of μ . The values of the reduction factor should be affected by the real strength capacity, i.e., the overstrength above the yielding strength specified by the code.
- For structures designed according to UBC, the required overstrength depends on the μ , T , soil conditions and design methodology.
- In the case of structures located on rock or firm alluvium, the required normalized overstrength has the largest values for T in the range of 0.1 to 0.5 sec and varies from 0.47 for $\mu = 2$ to 0.27 for $\mu = 6$. The corresponding required **Reduction for Overstrength, R_{ov}** , varies from 3.6 to 2.1.
- In the case of very soft soils, the longer the value of the predominant period of the ground motions, T_g , the larger is the range of the period of the structures, T , for which significant overstrength is required. The normalized overstrength for a T of 0.9 sec can vary from

1.23 for $\mu = 2$ to 0.58 for $\mu = 6$ and the corresponding R_{ovs} varying from 3.84 to 1.81. The R_{ov} for a T of 2.0 sec can vary from 6.77 for $\mu = 2$ to 1.78 for $\mu = 6$.

- U.S. low-rise buildings usually have large seismic overstrength with respect to that required by U.S. codes. The taller the building, the smaller the overstrength is. Thus, it appears that the medium-rise buildings (particularly those located on sites with very soft soils) are the ones that have to be suspected of becoming a serious threat to life and incurring large economic loss in case of a major EQ, or both.

7.3 RECOMMENDATIONS

7.3.1 Recommendations for Improving Code SIDRS for Strength, C_y

- Develop a more reliable SLEDRS.
- Develop more reliable methods for estimating the values of the reduction factor; This requires more precise definition of this factor. Although the values of the reduction factor are affected by several parameters, the main two are the energy dissipated through hysteretic behavior (damping ratio ξ and particularly μ) and the real overstrength.
- The ideal solution is to attain reliable SIDRS directly from the recorded or analytically derived ground motions or both. This will eliminate the need for specifying R_μ . Therefore, for the proper use of these SIDRS, what remains is to calibrate the real strength (overstrength) of structures that are designed according to present code.
- There is a need to consider in the inelastic design of structures the effects of the duration of strong motions which include the accumulative ductility and number of yielding reversals. This can be accomplished through the use of an energy approach estimating the critical required Hysteretic Energy, E_H .

- There is a need to find reliable factors that will permit the use of the computed SIDRS for SDOF systems to design MDOF systems.
- As it is very difficult to design MDOF structures that will develop uniform story μ_δ throughout its height, there is a need to investigate a possible concentration of required μ_δ at one or more stories and to establish the yielding overstrength required to limit the maximum μ_δ to the target ductility used in the design based on SDOF system.

7.3.2 Recommendations for Improving SIDRS for Lateral Displacement and IDI. Nonlinear displacements are very sensitive to the dynamic characteristics of the ground motions and of the structure, and they can be significantly different from those obtained based on linear behavior.

- For ground motions with long T_g , the nonlinear displacement can be significantly (nearly 50%) smaller than the linear displacement for structures with $T \approx T_g$. On the other hand, for values $T < 2/3T_g$, the nonlinear displacements are significantly higher. The smaller the T/T_g ratio, the larger the difference is, and it tends to be proportional to the value of μ .
- Based on derived SIDRS for strength of SDOF systems, formulate SIDRS for displacement of SDOF systems for different ξ and μ .
- Based on the derived SIDRS for the displacement of SDOF systems, obtain lower and upper bounds for the IDI of MDOF systems.
- As it is difficult to achieve a constant IDI throughout the entire height of a MDOF structure, there is an urgent need to investigate (analytically and experimentally) values of an amplification factor by which the SIDRS' lower bound of SDOFS systems should be multiplied to obtain a reliable SIDRS for MDOF systems.

on the level of inelastic deformation. For structures on rock or alluvium sites and periods of vibration greater than 1.0 s, the elastic displacement demands provide, on the average, a good approximation to the inelastic displacement demands.

4. Evaluation of both strength and deformation demands of structures on soft soil requires the estimation of the predominant period of the site. For structures on soft soil sites and with fundamental periods near the predominant site period, the inelastic displacement demands can be significantly smaller than the elastic displacements. On the other hand, for structures with periods smaller than two-thirds of the predominant site period, the inelastic displacements are significantly higher.

5. The estimation of design forces and displacements based on inelastic strength demand spectra together with estimates of the overstrength of a structure can lead to a more rational and transparent approach than the currently used empirical code design approach.

ACKNOWLEDGMENTS

The work presented in this paper was conducted while the writer was a graduate student at the University of California at Berkeley working under the supervision of Vitelmo Bertero, whose guidance is appreciated. This research was partially sponsored by the National Science Foundation under grant No. BCS-9003739. Views expressed are those of the writer and do not necessarily reflect those of the sponsor.

APPENDIX I. NORMALIZED EQUATION OF MOTION

It is convenient to normalize (1) by dividing it by the product of the mass and the yield displacement of the SDOF system. Such normalization leads to

$$\frac{\ddot{u}(t)}{u_y} + \frac{c}{m} \frac{u(t)}{u_y} + \frac{1}{m} \frac{R(t)}{u_y} = -\frac{\ddot{u}_g(t)}{u_y} \quad (7)$$

Substitution of (3) and (4) into (7) gives

$$\frac{u(t)}{u_y} + 2\omega\xi \frac{\dot{u}(t)}{u_y} + \frac{1}{m} \frac{R(t)}{u_y} = -\frac{\ddot{u}_g(t)}{u_y} \quad (8)$$

The last two terms in (8) can be reworked as follows:

$$\frac{1}{m} \frac{R(t)}{u_y} = \frac{k}{m} \frac{R(t)}{ku_y} = \omega^2 \frac{R(t)}{R_y} \quad (9)$$

$$\frac{\ddot{u}_g(t)}{u_y} = \omega^2 \frac{m\ddot{u}_g(t)}{R_y} = \frac{\omega^2}{\eta} \frac{\ddot{u}_g(t)}{\max|\ddot{u}_g|} \quad (10)$$

The ductility demand at time t is given by

$$\mu(t) = \frac{u(t)}{u_y} \quad (11)$$

Substitution of (9) and (11) into (8) leads to

$$\ddot{\mu}(t) + 2\omega\xi\dot{\mu}(t) + \omega^2 \frac{R(t)}{R_y} = -\frac{\omega^2}{\eta} \frac{\ddot{u}_g(t)}{\max|\ddot{u}_g|} \quad (12)$$

APPENDIX II. REFERENCES

- Benioff, H. (1934). "The physical evaluation of seismic destructiveness." *Bull. Seismological Society Am.*, 24(2), 398-403.
- Bertero, V. V. (1986). "Lessons learned from recent earthquakes and research implications for earthquake-resistant design of building structures in U.S." *Report No. EERC/UCB-86/03*, Earthquake Engr. Res. Ctr., Univ. of California, Berkeley, Calif.
- Bertero, V. V., Anderson, J. C., Krawinkler, H., and Miranda, E. (1991). "Design guidelines for ductility and drift limits." *Report No. EERC/UCB-91/15*, Earthquake Engr. Res. Ctr., Univ. of California, Berkeley, Calif.
- Biot, M. A. (1941). "A mechanical analyzer for the prediction of earthquake stresses." *Bull. Seismological Society Am.*, 31(2), 151-171.
- Blume, J. A., Sharpe, R. L., and Dalal, J. S. (1973). "Recommendations for shape of earthquake response spectra." *Report AEC WASH-1254*, John A. Blume and Assoc., Engrs., San Francisco, Calif.
- Der Kiureghian, A. (1980). "Probabilistic modal combination for earthquake loading." *Proc. 7th World Conf. on Earthquake Engrg.*, Turkish Society on Earthquake Engrg., Istanbul, Turkey, 729-736.
- Earthquake resistant regulations—A world list.* (1988). Int. Association of Earthquake Engrg., Tsukuba, Japan.
- Elghadamsi, F. E., and Mohraz, B. (1987). "Inelastic earthquake spectra." *Earthquake Engrg. and Struct. Dynamics*, 15(1), 91-104.
- Hall, W. J., Mohraz, B., and Newmark, N. M. (1976). "Statistical studies of vertical and horizontal earthquake spectra." *Report USAEC AT(49-5)-2667*, Nathan M. Newmark Consulting Engrg. Services, Urbana, Ill.
- Hayashi, S., Tsuchida, H., and Kurata, E. (1971). "Average response spectra for various subsoil conditions." *Proc. Third Joint Meeting, U.S.-Japan Panel on Wind and Seismic Effects*, U.S.-Japan Cooperative Program in Natural Resources, Tokyo, Japan, May 10-12.
- Housner, G. W. (1959). "Behavior of structures during earthquakes." *J. Engrg. Mech. Div.*, ASCE, 85(4), 109-129.
- Katayama, T., Iwasaki, T., and Saeki, M. (1978). "Statistical analysis of earthquake acceleration response spectra." *Trans. Japan Soc. of Civ. Engrg.*, 10, 311-313.
- Kiremidjian, A. S., and Shah, H. C. (1980). "Probabilistic site-dependent response spectra." *J. Struct. Div.*, ASCE, 106(1), 69-86.
- Krawinkler, H., and Nassar, A. (1990). "Strength and ductility demands for SDOF and MDOF systems subjected to Whittier Narrows earthquake ground motions." *CSMIP-1990*, California Dept. of Conservation, Sacramento, Calif.
- Lai, S. P., and Biggs, J. M. (1980). "Inelastic response spectra for aseismic building design." *J. Struct. Div.*, ASCE, 106(6), 1295-1310.
- Mahin, S. A., and Lin, J. (1983). "Construction of inelastic response spectra single-degree-of-freedom systems." *Report No. UCB/EERC-83/17*, Earthquake Engrg. Res. Ctr., Univ. of California, Berkeley, Calif.
- Miranda, E. (1991). "Seismic evaluation and upgrading of existing buildings." Ph.D. thesis, Univ. of California, Berkeley, Calif.
- Miranda, E., and Bertero, V. V. (1991). "Evaluation of structural response factors using ground motions recorded during the Loma Prieta earthquake." *CSMIP-1991*, California Dept. of Conservation, Sacramento, Calif.
- Mohraz, B. (1976). "A study of earthquake response spectra for different soil conditions." *Bull. Seismological Society Am.*, 66(3), 915-935.
- Mohraz, B., Hall, W. J., and Newmark, N. M. (1973). "A study of vertical and horizontal earthquake spectra." *Report AEC WASH-1253*, Nathan M. Newmark Consulting Engrg. Services, Urbana, Ill.
- Murakami, M., and Penzien, J. (1975). "Nonlinear response spectra for probabilistic seismic design and damage assessment of reinforced concrete structures." *Report*

- No. UCBI/EERC-75-38, Earthquake Engrg. Res. Ctr., Univ. of California, Berkeley, Calif.
- Nau, J. M., and Hall, W. J. (1982). "An evaluation of scaling methods for earthquake response spectra." *Struct Res Series No. 499*, Civ. Engrg. Dept., Univ. of Illinois, Urbana-Champaign, Ill.
- Newmark, N. M., and Hall, W. J. (1969). "Seismic design criteria for nuclear reactor facilities." *Proc. of the Fourth World Conf. on Earthquake Engrg.*, Chilean Association on Seismology and Earthquake Engrg., Santiago, Chile, 2(B-4), 37-50.
- Osteraas, J. D., and Krawinkler, H. (1990). "Strength and ductility considerations in seismic design." *Report No. 90*, The John A. Blume Earthquake Engrg. Center, Stanford Univ., Stanford, Calif.
- "Recommended provisions for the development of seismic regulations for new buildings." (1988) *Publication No. 95*, Fed. Emergency Mgmt. Agency, Washington, D.C.
- Riddell, R., and Newmark, N. M. (1979). "Statistical analysis of the response of nonlinear systems subjected to earthquakes." *Struct Res Series No. 468*, Dept. of Civ. Engrg., Univ. of Illinois, Urbana, Ill.
- Riddell, R., Hidalgo, P., and Cruz, E. (1989). "Response modification factors for earthquake resistant design of short period structure." *Earthquake Spectra*, 5(3), 571-590.
- Seed, H. B., Ugas, C., and Lysmer, J. (1974). "Site-dependent spectra for earthquake-resistant design." *Report No. EERC 74-12*, Earthquake Engrg. Res. Ctr., Univ. of California, Berkeley, Calif.
- "Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings." (1978) *Report ATC 3-06*, Applied Tech. Council, Palo Alto, Calif.
- Trifunac, M. D. (1988). "The Whittier Narrows, California earthquake of October 1, 1987—Note on peak accelerations during the 1 and 4 October earthquakes." *Earthquake Spectra*, 4(1), 101-113.
- Trifunac, M. D., and Lee, V. V. (1989). "Empirical models for scaling pseudo-velocity spectra of strong earthquake ground acceleration in terms of magnitude, distance, site intensity and recording site conditions." *Int. J. Soil Dynamics and Earthquake Engrg.* 8(3), 126-144.
- Uniform building code. (1988) Int. Conf. of Bldg. Officials, Whittier, Calif.
- Veletsos, A. S. (1969). "Response of ground-excited elastoplastic systems." *Report No. 6*, Rice Univ., Houston, Tex.

APPENDIX III. NOTATION

The following symbols are used in this paper:

- c = damping coefficient;
 k = initial stiffness;
 m = mass;
 R = restoring force;
 R_y = yield resistance;
 T = period of vibration;
 T_s = predominant period of site;
 u = relative displacement,
 u_g = ground acceleration;
 u_y = yield displacement,
 $\Delta_{elastic}$ = maximum elastic displacement;
 $\Delta_{inelastic}$ = maximum inelastic displacement;
 η = normalized strength;
 ξ = damping ratio;
 Ω_{req} = required overstrength; and
 ω = circular frequency.

4.

Evaluation of Seismic Design Criteria for Highway Bridges

Eduardo Miranda, M.EERI

After an overview of the development of U.S. seismic design specifications for highway bridges an evaluation of current Caltrans and AASHTO seismic criteria is presented. Linear and nonlinear response spectra of ground motions recorded on different soil conditions in the Loma Prieta earthquake and other recent earthquakes are compared with code recommendations. Special emphasis is placed on how present design procedures reduce elastic forces to take into account the energy absorption capacity of the structure, and on the estimation of maximum inelastic deformations. Results indicate that current design recommendations may underestimate strength and deformation demands, particularly for short-period bridges and for bridges on soft soils. Finally, recommendations are made on how seismic design specifications may be improved.

INTRODUCTION

The Loma Prieta earthquake of October 17, 1989, a 7.1 surface wave magnitude earthquake caused 62 deaths, approximately 3,750 injuries, and produced more than \$6 billion in property damage. The cost of the earthquake to transportation systems was \$1.8 billion, of which damage to state-owned bridges totaled about \$300 million, most of which were built on soft soil [7]. The most dramatic impact of the earthquake was the collapse of the Cypress Street Viaduct in which forty-two people died. The cause of the failure of this structure was attributed to the lack of knowledge in the practice of earthquake engineering at the time the structure was built (as reflected in the level of seismic loading, redundancy considerations and detailing practices) [7,10,12]. Given the significant probability of occurrence of future earthquakes with magnitudes equal to or larger than this event, it is of utmost importance to study the seismic vulnerability of highway bridges built according to old and current standards.

Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA 94720
Currently at the Civil Engineering Department, Swiss Federal Institute of Technology,
CH-1015, Lausanne, Switzerland.

There is a general consensus that the greatest source of uncertainty in the determination of the response of structures to earthquake ground motions is that associated with the prediction of the intensity and characteristics of the seismic input. The Loma Prieta earthquake produced a large number of ground motions recorded on different soil conditions which offer a good opportunity to evaluate current seismic design criteria.

The objectives of this paper are: first, to present an overview of the evolution of seismic design criteria for highway bridges in the United States; and second, to evaluate current California Department of Transportation (Caltrans) and American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) seismic Design Specifications in view of recent earthquakes. Special emphasis is placed on the implications of ground motions recorded in the Loma Prieta earthquake. It is beyond the scope of this paper to discuss the distribution of design forces within the different elements which comprise the bridge-foundation system, as well as detailing and dimensioning requirements for these elements. Similarly, the paper does not discuss seismic criteria for base-isolated bridges which have been recently examined in Ref. 8.

HISTORICAL OVERVIEW OF BRIDGE SEISMIC DESIGN PRACTICE

The first code requirement in the U.S. for design of highway bridges to resist seismic forces was introduced by Caltrans (formerly the California State Highway Department) in 1940 [16]. In this first set of specifications, bridges had to be designed to resist an horizontal force which was a percentage (determined by the engineer) of the dead load. A specific percentage of the dead load to be applied as lateral force was introduced by Caltrans in 1943. This percentage was specified to vary between 2 and 6% depending of the type of foundation and soil bearing capacity.

AASHTO, formerly AASHO, incorporated their first seismic provisions in 1941. While this and the two subsequent editions recognized that bridges needed to be designed to resist earthquake forces, no specific recommendations were given on how these forces were to be determined. The 1961 edition of the AASHTO seismic provisions was the first edition to specify how earthquake forces were to be determined. These seismic provisions were essentially the same as the 1943 Caltrans recommendations.

In 1965 Caltrans adopted the Structural Engineers Association of California (SEAO) code formulation by specifying seismic forces that were the product of the weight of the structure times a seismic coefficient that was a function of the period of vibration ($C=0.05/T^{1/3}$), times a factor K to explicitly account for the energy absorption capacity of the structure. The factor K varied from 0.67 to 1.33 depending on the type of structural system used in the bridge.

The 1971 San Fernando earthquake caused significant damage to highway bridges in California [6]. As a result of this event a major revision of seismic design criteria was initiated. The revised criteria were first introduced by Caltrans as a design memo in 1973 and formally published as a Design Specification in 1974. The Design Specification considered the relationship between the bridge site and the active faults in California by using a maximum credible earthquake map developed by Greensfelder at the California Division of Mines and Geology. This 1974 design criteria, which is the basis of the current Caltrans specifications, is based on a reduced linear elastic response spectrum, which yields seismic forces determined by

$$V = \frac{ARS}{Z} W \quad (1)$$

where the product of the three factors A, R, and S define the elastic response spectrum at the site that would result from a maximum credible event on the closest fault. In this equation A is the expected peak rock acceleration, R the normalized acceleration spectrum in rock, and S is the spectral soil amplification ratio. The reduction in forces for which individual elements are designed is done by dividing the ARS linear elastic spectrum by the Z adjustment factor for ductility and risk assessment. This Z factor takes into account the amount of ductility available in a particular component. In addition to ductility, the Z factor contains a judgement risk factor that reflects the degree of success of highway bridges in the San Fernando earthquake. A risk factor of 2 was thus

REDUCTION FACTOR

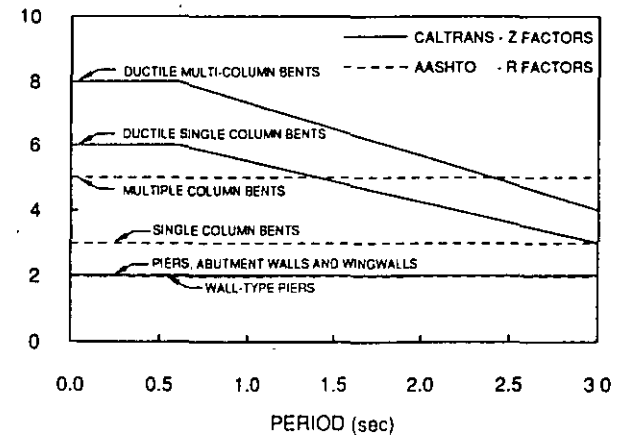


Figure 1 Reduction factors currently used by Caltrans and AASHTO.

selected for column members in structures with periods less than 0.6 sec, and a linearly decreasing risk factor (to 1) for periods between 0.6 and 3 seconds. The initial version of these criteria presented the designer with a set of pre-reduced design forces to be used in the analysis. This pre-reduced version, coupled with increased usage of spectral analysis resulted in much confusion among design engineers [6]. As a result of this confusion, and in order to provide the designer with better estimates of the deformations in the bridge, Caltrans changed its recommendations, first as a Memo in 1976 and later in 1977 as Design Specifications to apply the Z factor *after* the earthquake forces had been distributed.

The 1975 AASHTO code was expanded to include the 1973 Caltrans earthquake criteria. In 1983, the AASHTO Guide Specifications for Seismic Design of Highway Bridges was published following the completion of substantial research sponsored by the Federal Highway Administration (FHWA) and Caltrans [2]. The 1983 AASHTO code retained the requirements of the 1975 code but allowing the designer the optional use of the Guide Specification. In 1990 AASHTO adopted the Guide Specification as the Specification. In their latest (1991) edition these specifications are referred as Standard Specifications for Seismic Design of Highway Bridges [15]. The seismic design criteria in the Standard Specifications are based on modifications to previously published seismic regulations for buildings [1]. In this set of recommendations the seismic

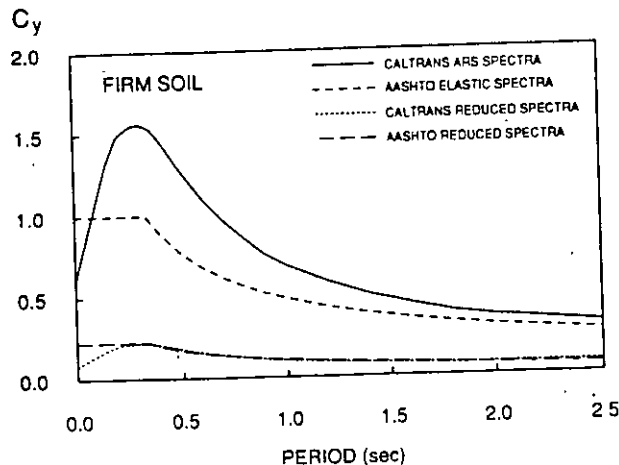


Figure 2 Comparison of elastic and reduced spectra currently used by Caltrans and AASHTO for multi-column bridges on firm soil sites.

forces for which structural elements are designed are the result of the distribution of forces equal to

$$v = \frac{C_s}{R} W \quad , \quad C_s = \frac{1.2 A S}{T^{2/3}} \quad (2)$$

where C_s is a smoothed linear elastic response spectrum, A is the acceleration coefficient, S is a dimensionless factor depending on the soil profile at the site, T is the period of vibration, W is the weight of the structure, and R is the response modification factor. In these recommendations, the reduction of forces (division by R) is also done *after* the elastic earthquake forces have been distributed by analysis of the structure.

The rationale behind the development of the R factors was based on considerations of redundancy and ductility provided by the various supports [15]. Figure 1 shows a comparison of Z reduction factors as used in the 1990 Caltrans Bridge Design Specifications and R reduction factors as used in the 1991 AASHTO Standard Specifications for Seismic Design of Highway Bridges. It can be seen that the reductions used by Caltrans for multi-column bridges are larger than the AASHTO reductions in the short period range and smaller for long period bridges. In some cases the difference between AASHTO and Caltrans reduction factors is substantial, as in the case of short-period ($T < 0.5$ s), single-column bents where the reduction recommended by Caltrans is twice that recommended by AASHTO.

Figure 2 shows a comparison of linear elastic design spectra and reduced design spectra as used in current Caltrans and AASHTO specifications for multi-column bridges on firm soil sites with highest seismicity. In this figure, C_y is the base shear normalized by the weight of the structure W . It can be seen that there is a significant difference in the linear elastic spectra used in these design specifications, however, the reduced spectra are very similar (except for periods less than 0.25 second). A similar comparison but for multi-column bridges on soft-soil sites is shown in Figure 3. Although the differences between AASHTO and Caltrans reduced spectra are more noticeable than in the case of firm sites these differences are much smaller than those between the corresponding elastic spectra.

As mentioned before, most of the damage to highway bridges resulting from the Loma Prieta earthquake occurred in soft soil sites. Thus, it is of interest to see how the required strength has changed with time in the two sets of specifications. A comparison of strength design spectra of the Caltrans and AASHTO recommendations from 1943 to 1991 is shown in Fig. 4. In this figure, strength spectra of code provisions based only on allowable stress design (1943-1973 codes) have been increased to strength level by multiplying them by 1.5. Similarly, for code provisions based on strength design for reinforced concrete bridges, the reduced spectra have been divided by 0.9 to reflect the increase in strength that may occur due to the use of flexural strength reduction factors. As illustrated in the figure with the exception of Caltrans 1965-1973 design specifications, the required strength of both sets of recommendations has not changed much over years.

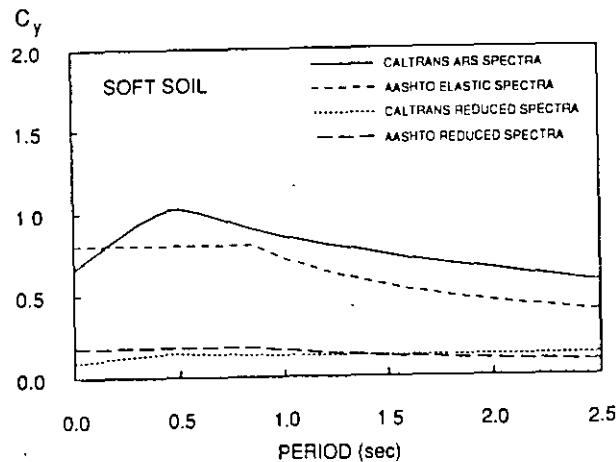


Figure 3 Comparison of elastic and reduced spectra currently used by Caltrans and AASHTO for multi-column bridges on soft soil sites.

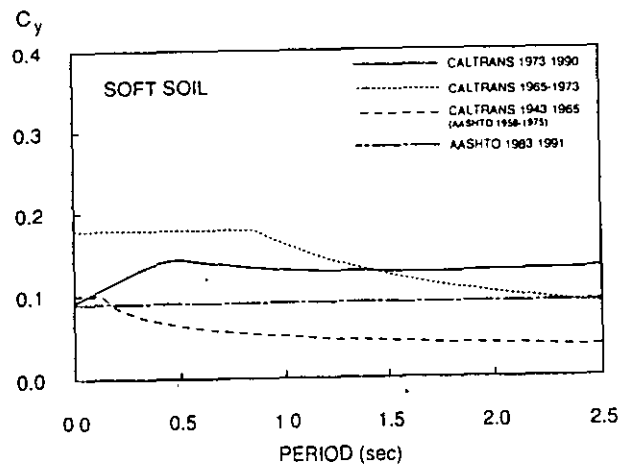


Figure 4 Evolution of AASHTO and Caltrans strength design spectra for multi-column bridges on soft soil sites.

EVALUATION OF CALTRANS AND AASHTO DESIGN SPECIFICATIONS

ESTIMATION OF STRENGTH DEMANDS

For both sets of design criteria, linear elastic response spectra constitute the starting point for computing elastic forces, displacements, and design forces for individual structural members. Figure 5 shows a comparison of 5%-damped linear elastic response spectra of three ground motions recorded on rock or firm soil conditions in recent earthquakes (two records are from the Loma Prieta earthquake and the other record is from the 1985 Chile earthquake) with Caltrans ARS spectra (for $A=0.6$ and soil conditions characterized by 0 to 10 ft of alluvium deposits) and AASHTO's Guide Specifications C_s spectra (for $A=0.4$ and $S=1.0$). This figure illustrates that although current elastic design spectra take into account seismicity, ground motion attenuation and site effects, they may still underestimate forces and deformations that could occur in future earthquakes. This is especially true for the AASHTO (ATC-6) elastic spectra which is particularly unconservative in predicting elastic demands for periods between 0.15 and 0.6 second. With the exception of base-isolated and long-span bridges most highway bridges have fundamental periods smaller than 0.6 second.

Figure 6 shows a comparison of 5%-damped linear elastic response spectra of three ground motions recorded on soft soil sites in recent earthquakes with AASHTO spectra (for $A=0.4$ and $S=1.5$) and with Caltrans ARS spectra (for $A=0.7$ and soil conditions defined by deep alluvium deposits). With exception of the SCT record the linear elastic spectra seem adequate. However, it is important to notice that the peak ground accelerations of these 3 records are relatively low compared to those considered in the development of the code spectra shown in the figure. Although limited by nonlinearities in the clay deposits, higher accelerations are likely to occur at the two Bay Area sites in closer and/or larger magnitude earthquakes than those recorded during the Loma Prieta earthquake.

Linear elastic response spectra give good estimates of the forces that could be developed in bridges responding elastically, however, severe earthquake ground motions will produce yielding in the structure and then linear elastic models fail to predict the strength and deformation demands on such structures. In Fig. 7 the reduced spectra for multiple column bridges used by Caltrans and AASHTO are compared with nonlinear response spectra of elasto-perfectly-plastic single-degree-of-freedom (SDOF) systems undergoing displacement ductilities equal to 3 when subjected to three ground motions recorded on rock or firm soil on recent earthquakes. This figure shows that for bridges with periods less than 0.6 s strength demands can be significantly higher than those used in both design specifications. Thus, indicating that most bridges need a strength higher than the minimum required by these specifications in order to avoid displacement ductility ratios higher than three.

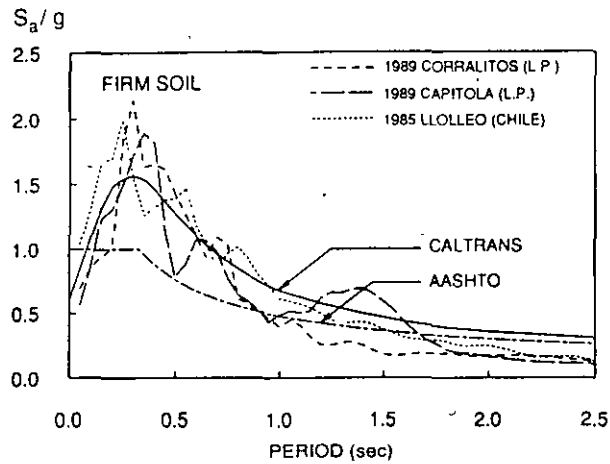


Figure 5 Comparison of AASHTO and Caltrans linear spectra with the 5% damped linear elastic spectra of three ground motions recorded on rock or firm soil.

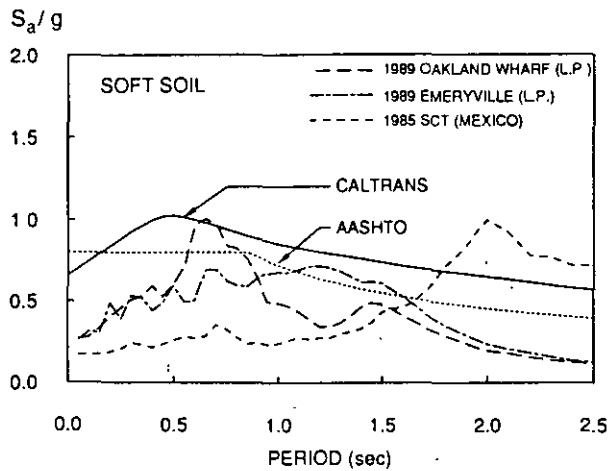


Figure 6 Comparison of AASHTO and Caltrans linear spectra with the 5% damped linear elastic spectra of three ground motions recorded on soft soil.

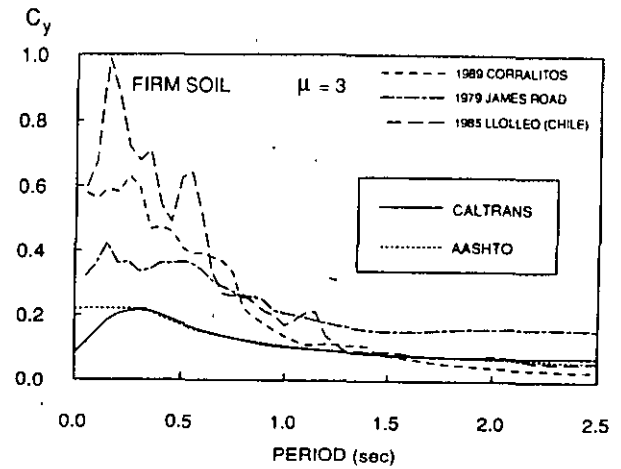


Figure 7 Nonlinear response spectra (for $\mu=3$) of three ground motions recorded on rock or firm soil compared with Caltrans and AASHTO strength design spectra.

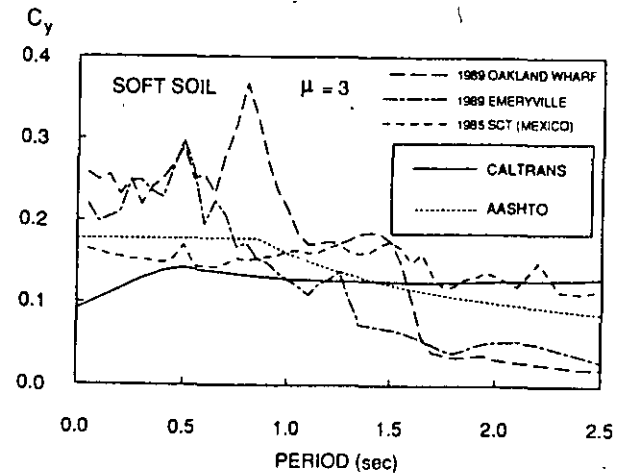


Figure 8 Nonlinear response spectra (for $\mu=3$) of three ground motions recorded on soft soil compared with Caltrans and AASHTO strength design spectra.

A similar comparison for soft soil records and reduced design spectra for soft soil is presented in Fig. 8. In this case, although the recommended elastic spectra seemed adequate (Fig. 6), the reduced spectra are again unconservative in the short period range. Although the spectrum computed for the SCT ground motion exhibits unusual amplifications due to the combination of a long distance from the source and special characteristics of the clay deposits in Mexico City, nevertheless the ground motions recorded at the two Bay Area sites during the Loma Prieta earthquake point out that there are soft soil sites in the U.S. which at present are not appropriately addressed by current design specifications for soft sites.

The strength demand reductions, R_μ , that are achieved by hysteretic (nonlinear) behavior in structures, are defined as the ratio of the strength demand of the elastically responding system, to the strength demand of a nonlinear system undergoing a certain ductility, μ . Mathematically this reduction is expressed as

$$R_\mu = \frac{C_y(\mu=1)}{C_y(\mu=\mu)} \quad (3)$$

where $C_y(\mu=1)$ is the lateral strength (normalized by the weight of the structure) that is required to maintain the structure elastic under a given ground motion, and $C_y(\mu=\mu)$ is the lateral strength (normalized by the weight of the structure) that is required to avoid displacement ductility demands larger than μ , under the same ground motion.

Figure 9 compares the reductions in systems undergoing displacement ductility ratios equal to 4 when subjected to three rock (or firm soil) records. Reductions for multi-column bridges assumed by Caltrans and AASHTO recommendations are also included in the figure. It can be seen that the reductions considered in these specifications are, in general, greater than those resulting from the three ground motions considered here.

As shown in Fig. 9 for a given displacement ductility ratio the strength reduction R_μ varies from one ground motion to another. Recently, statistical studies on the response of nonlinear systems when subjected to a relatively large number of recorded earthquake ground motions were completed [9, 11]. Figure 10 shows a comparison of strength reduction recommended by Caltrans and AASHTO for multi-column bents with those computed for SDOF nonlinear systems undergoing displacement ductility ratios of 2 and 4 when subjected to ground motions recorded on rock and ground motions recorded on alluvium. The strength reductions shown in this figure were computed for SDOF systems having a bilinear hysteretic behavior with a post-elastic stiffness equal to 3% of the elastic stiffness and a constant damping coefficient corresponding to a damping ratio of 5%. It can be seen that, for a given displacement ductility ratio, mean strength reductions are characterized by important variations with changes in the period of the system. In general, strength reductions are smaller in the short period range and

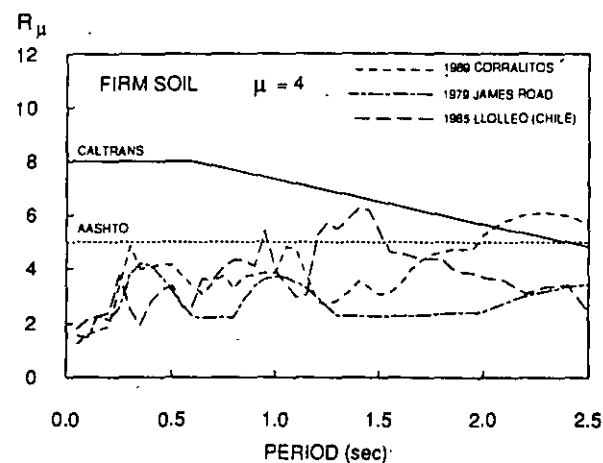


Figure 9 Reductions in strength demand of SDOF nonlinear systems (for $\mu=4$) when subjected to three ground motions recorded on rock or firm soil.

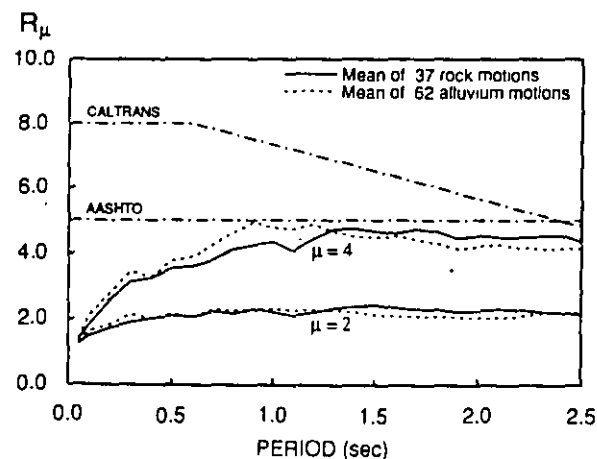


Figure 10 Comparison of strength reduction factors recommended by Caltrans and AASHTO for multi-column bents with those from statistical analysis.

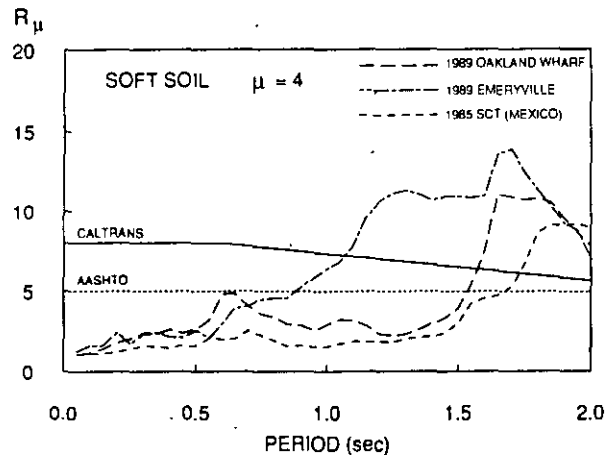


Figure 11 Reductions in strength demand of SDOF nonlinear systems (for $\mu=4$) when subjected to three ground motions recorded on soft soil.

increase with increasing period up to a certain limiting period where mean reductions become approximately equal to the displacement ductility ratio. This limiting period depends on the maximum level of inelastic deformation. Its value increases with increasing ductility demand.

Contrary to the period variations shown by mean strength reductions, strength reductions recommended by AASHTO are constant (period-independent). Caltrans reductions do have variations with period, but it is interesting to note that their trend is *opposite* to the trend produced in nonlinear SDOF systems subjected to recorded earthquake ground motions; that is, the Caltrans reductions decrease with increasing period while the computed reductions increase with increasing period. In the short period range (i.e., for most highway bridges) code reductions are larger than mean reductions computed here, indicating that bridges designed under these recommendations could experience ductilities in excess of four if they do not have significant overstrength above the minimum code-required lateral strength. This problem is exacerbated for bridges on soft soil sites where reductions produced by nonlinear behavior in structures with short periods are even smaller, as illustrated in Fig. 11 where Caltrans and AASHTO strength reductions are compared with strength reductions computed for nonlinear systems subjected to three soft soil records. It can be seen that for periods smaller than 0.6 s Caltrans and AASHTO strength reductions are between 2 and 8 times larger than those computed for SDOF systems.

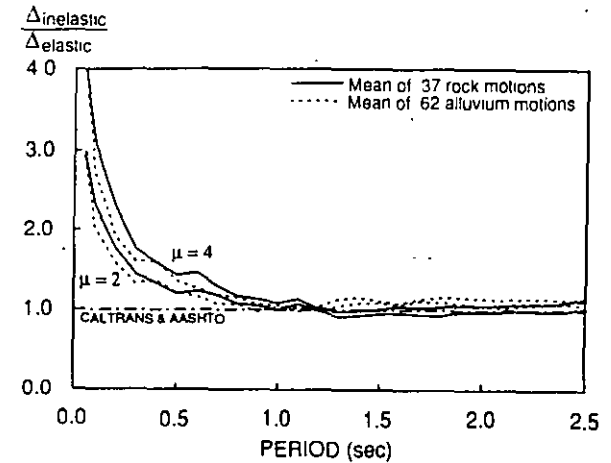


Figure 12 Comparison of the ratio of maximum inelastic to maximum elastic deformations used by Caltrans and AASHTO with those from statistical analysis.

Although additional reductions to those prescribed by R_μ can be taken into account in design due to overstrength in the structure, present reductions in both sets of design specifications may still be unconservative. Recent experimental research on small-scale and full-scale reinforced-concrete bridge columns has shown that overstrength in flexural capacities with respect to values predicted by ACI recommendations (essentially the same as Caltrans and AASHTO in this respect) is between 1.08 and 1.35 for columns with axial load ratios ($P/f'_c A_g$) less than 0.3 [13, 17]. Furthermore, if refined flexural strength calculation methods (based on confined concrete models and strain-hardening reinforcement models) are used, the overstrength in the columns (ratio of actual to analytical strength) can be much closer to 1.0.

ESTIMATION OF DISPLACEMENT DEMANDS

Seismic damage to highway bridges is primarily produced by lateral deformations. Therefore, an adequate estimation of lateral inelastic displacements is of great importance for the adequate design of highway bridges in seismic regions. A study of Figs. 5 and 6 reveals that code recommendations underestimate linear elastic forces (particularly the AASHTO specifications) and therefore an unconservative estimation of defor-

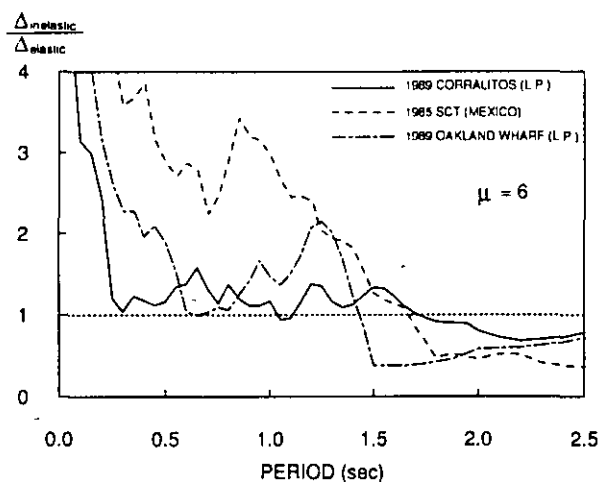


Figure 13 Ratio of inelastic to elastic displacements of SDOF systems when subjected to three recently recorded ground motions.

mations will also result, since both recommendations use elastic forces to estimate the bridge deformations. Furthermore, by using elastic forces to estimate maximum deformations, both codes assume that the maximum displacements of linear and nonlinear systems are the same. While this assumption is approximately true for long period structures built on rock or firm soils, it does not apply for structures with short periods nor to most structures built on very soft soils [4, 9]. Figure 12 shows mean ratios of the maximum displacement of nonlinear systems ($\Delta_{inelastic}$) to the maximum displacement of elastic systems ($\Delta_{elastic}$) for displacement ductility ratios of 4 and 6. It can be seen that for systems with periods smaller than 0.5 s the maximum displacement of systems behaving nonlinearly is significantly larger than that of linear elastic systems. This observation is particularly important for structures on soft soil sites. Figure 13 shows the ratio displacements of nonlinear systems undergoing displacement ductilities of 6 to displacements in linear elastic systems for three recently recorded ground motions. It can be seen that for short-period structures on very soft soil sites (i.e. bay mud deposits in Oakland wharf or old lake bed deposits in Mexico City) the use of elastic analyses can underestimate the maximum deformations by more than 100%.

ESTIMATION OF DUCTILITY DEMANDS

The 1990 Caltrans specifications compute member ductility demands, μ_D , by obtaining the ratio of the moments computed in a linear elastic analysis, M_{EQ} , to the nominal moment capacity of the member, M_n , thus

$$\mu_D = \frac{M_{EQ}}{M_n} \quad (4)$$

Such a procedure is also based on the *equal displacement* assumption, so for spectral regions where this assumption is invalid (i.e. the short period range) an underestimation of ductility demand results. For certain ground motions recorded on soft soil this assumption may be unconservative for periods as long as 1.4 seconds.

CONSIDERATION OF BRIDGE IMPORTANCE

The Loma Prieta earthquake has showed that depending on the location and volume of vehicles that make use of a bridge, interruptions in service can have substantially different consequences. As an example, one may compare the consequences between the collapse of a bridge with moderate daily traffic like the Struve Slough Bridge (on California Highway 1) and the consequences of the collapse of the Cypress Street Viaduct or the damage to the San Francisco freeway viaducts which are located in zones of heavy daily traffic. The damage to these structures highlights the significance of tougher criteria for highway bridges of special importance as reflected by the location of the bridge, average daily traffic, existence of alternate routes, access to critical facilities, etc.

Present seismic design philosophy is based on the avoidance of collapse of the structure in the event of severe earthquake ground motions and in the case of bridges it recognizes that serious damage and possible closure may happen following an earthquake.

Caltrans design specifications do not contain specific requirements for bridges of special importance. AASHTO Guide Specifications include a bridge classification which separates essential bridges from other bridges. In these specifications essential bridges are those that must continue to function after an earthquake, however, for zones of the U.S. where the acceleration coefficient, A , is larger than 0.29, no difference in design or analysis requirements exist for these two categories (seismic performance categories C and D) except for the design of the foundation. There is a need of seismic design criteria that, in a rational manner, tries to maintain the functionality of essential bridges after severe earthquake ground motions.

RETROFITTING OF EXISTING HIGHWAY BRIDGES

In California alone there are more than 11,280 existing highway and pedestrian bridges with spans over 20 feet, many of which were designed according to pre-1973 design specifications. AASHTO does not have standards for the seismic retrofit of existing bridges, while Caltrans has a set of procedures and details for use by designers. Although reports have been published in this area [3, 5, 14], no code or technical standards have been officially adopted for the seismic retrofit of existing bridges. Problems encountered in the repair and retrofit of the San Francisco viaducts and other highway bridges in California reflect our need for research and design specifications that specifically address the seismic upgrading of existing bridges.

CONCLUSIONS

The California Department of Transportation 1990 Bridge Design Specifications and the American Association of State Highway and Transportation Officials 1990 Standard Specifications for Seismic Design of Highway Bridges may underestimate strength and deformation demands of highway bridges that experience severe earthquake ground motions. Unless they have significantly overstrength over the minimum required by these specifications, bridges with short periods of vibration built on soft soil may be particularly susceptible to severe damage in the event of nearby large magnitude earthquakes.

Based on the results of this study the following recommendations are made to improve current seismic design criteria for highway bridges:

- Lateral strength is an important parameter in controlling the maximum deformations as well as the ductility demand (and thus the damage) to short period bridges. The use of design forces based on nonlinear spectra together with analysis techniques that take into account nonlinear deformations can lead to more rational design criteria.
- If future editions of these specifications are to be based on reduced linear elastic spectra, it is recommended that: (i) elastic spectra of rock sites be improved (especially in the case of AASHTO); (ii) linear spectra representative of very soft soils be developed; (iii) more rational reduction factors be used that take into account damping, overstrength and energy dissipation as well as the influence of the fundamental period of the bridge and the site conditions; (iv) procedures be implemented to estimate total deformations and ductility demands that take into account the fact that inelastic deformations may be larger than elastic displacements.
- There is a need to study and calibrate the overstrength of new and existing highway bridges with different characteristics (number of spans, spans lengths, type of bents, etc.).

- It is desirable that the importance of the bridge, as reflected by the location of the bridge, average daily traffic, existence of alternate routes, access to critical facilities as well as other issues such as repairability and economical considerations be taken into account in its seismic design.

ACKNOWLEDGEMENTS

Dr. Ian Aiken of the Earthquake Engineering Research Center reviewed an earlier version of this manuscript. His assistance is acknowledged. My gratitude is also extended to Professors Vitelmo V. Bertero and Alexander C. Scordelis and to Katherine A. Frohberg for the information provided for this study. The comments and suggestions of the three anonymous reviewers to this paper is greatly acknowledged.

REFERENCES

1. Applied Technology Council, "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings." Publication No. ATC 3-06, June 1978.
2. Applied Technology Council, "Seismic Design Guidelines for Highway Bridges." Publication No. ATC-6, October 1981.
3. Applied Technology Council, "Seismic Retrofitting Guidelines for Highway Bridges." Publication No. ATC-6-2 (also Report No. FHWA/RD-83/007), August 1983.
4. Bertero, V.V., Anderson, J.C., Krawinkler, H., and Miranda, E., "Design Guidelines for Ductility and Drift Limits," Report No. UCB/EERC - 91/15, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, July 1991.
5. Buckle, I.G., Mayes, R.L., and Butten, M.R., "Seismic Design and Retrofit Manual for Highway Bridges," Report No. FHWA/TP-87/6, Fed. Highway Administration, May 1987.
6. Gates, J.H., "Factors Considered in the Development of the California Seismic Design Criteria for Bridges." Workshop on the Earthquake Resistance of Highway Bridges, Applied Technology Council, November 1979.
7. Governor's Board of Inquiry on the 1989 Loma Prieta Earthquake, "Competing Against Time." State of California, May 1990.
8. Mayes, R.L., Buckle, I.G., Kelly, T.E., and Jones, L.R., "AASHTO Seismic Isolation Design Requirements for Highway Bridges," Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No. 1, January 1992, pp. 284-304.
9. Miranda, E., "Seismic Evaluation and Upgrading of Existing Buildings." Thesis submitted for partial satisfaction of the requirements of the degree of Doctor of Philosophy in Engineering, University of California at Berkeley, May 1991.
10. Miranda, E., and Bertero, V.V., "Evaluation of the Failure of the Cypress Viaduct in the Loma Prieta Earthquake." Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 81, No. 5, October 1991, pp. 2070-2086.

- Xu, K., and Igusa, T. (1992). "Dynamic characteristics of multiple substructures with closely spaced frequencies." *Earthq. Eng. and Str. Dyn.*, 21, 1059-1070.
- Yamaguchi, H., and Harpornchar, N. (1993). "Fundamental characteristics of multiple tuned mass dampers for suppressing harmonically forced oscillations." *Earthq. Eng. and Str. Dyn.*, 22, 51-62.
- Yoneda, M., Fujino, Y., Kande, H., Yamamoto, A., Miyamoto, Y., Ando, O., Maeda, K., and Katayama, T. (1989). "A practical study of tuned liquid damper with application to the Sakitama Bridge." *J. Wind Engrg.*, 41, 105-106 (in Japanese).

SITE-DEPENDENT STRENGTH-REDUCTION FACTORS

By Eduardo Miranda¹

ABSTRACT: Strength-reduction factors that are used to reduce linear elastic design spectra to account for the hysteretic energy dissipation of the structure are evaluated. The paper presents a summary of results of a statistical analysis of strength-reduction factors computed for single-degree-of-freedom systems undergoing different levels of inelastic deformation when subjected to a relatively large number of recorded earthquake ground motions. Special emphasis is given to the influence of soil conditions. Results indicate that for a given displacement ductility demand, the use of period-independent reduction factors is inadequate. Soil conditions can have an important effect on strength-reduction factors, particularly in the case of soft-soil sites. It is recommended that strength-reduction factors to be used in design be specified as a function of the period and inelastic capacity of the structure, and of at least two types of soil conditions—one for rock and relatively firm sites and another for soft-soil sites. Following these recommendations, simplified expressions to compute strength-reduction factors are proposed.

INTRODUCTION

Due to economic reasons, present design philosophy allows buildings and other types of structures to undergo inelastic deformations in the event of strong earthquake ground motions. As a result of this design philosophy, the design lateral strength prescribed in seismic codes is lower, and in some cases much lower, than the lateral strength required to maintain the structure in the elastic range.

Generally, the design lateral strength is prescribed by means of smoothed inelastic design response spectra (SIDRS). Although recent studies have concluded that a more rational design may be attained through SIDRS that are derived directly from statistical and probabilistic analyses of inelastic response spectra (Bertero et al. 1991; Miranda 1993), SIDRS currently used in design practice are the result of smoothed linear elastic response spectra (SLERS), which are then reduced to take into account the inelastic behavior in the structure.

Reductions in forces produced by the hysteretic energy dissipation capacity of the structure (i.e., reduction in forces due to nonlinear hysteretic behavior) are typically accounted for through the use of strength-reduction factors (sometimes also referred to as inelastic acceleration ratios) or through their reciprocals (typically referred to as deamplification factors). Thus, the assessment of reliable SIDRS derived from SLERS requires a good estimation of the strength-reduction factors.

Strength-reduction factors have been the topic of several investigations. One of the earliest and better known studies on strength-reduction factors is that of Newmark and Hall (1973) in which recommendations were made of reduction factors to be used in the short-, medium-, and long-period spectral regions. Riddell and Newmark (1979) proposed an improved set of reduction factors that was based on a statistical analysis of the response of

¹Res. Engr., Dept. of Civ. Engrg., Swiss Fed. Inst. of Tech., CH-1015, Lausanne, Switzerland.

Note. Discussion open until May 1, 1994. To extend the closing date one month, a written request must be filed with the ASCE Manager of Journals. The manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on December 18, 1992. This paper is part of the *Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, No. 12, December, 1993. ©ASCE, ISSN 0733-9445/93/0012-3503/\$1.00 + \$15 per page. Paper No. 5305.

single-degree-of-freedom (SDOF) systems to 10 recorded earthquake ground motions. More recently, Riddell et al. (1989) presented approximate mean strength-reduction factor spectra computed as the ratio of mean elastic spectra to mean inelastic spectra. Nassar and Krawinkler (1991) studied mean reduction factors of bilinear and stiffness degrading systems when subjected to 15 ground motions recorded on firm sites in the western United States. They proposed approximate expressions to compute strength reduction factors as a function of ductility and period of vibration. With few exceptions, previous studies on reduction factors have not considered the influence of local site conditions. The reader is referred to Miranda (1991) for a detailed description of previous studies on inelastic response spectra and on strength-reduction factors.

The influence of soil conditions on reductions factors was first studied by Elghadamsi and Mohraz (1987), who considered ground motions recorded on rock sites and on alluvium sites. This study concluded that deamplification factors are not significantly influenced by soil conditions, and that for a given ductility and frequency one may deamplify the elastic response more for a structure on rock than for a structure on alluvium. Using a stochastic procedure, Peng et al. (1988) computed deamplification factors for rock and alluvium sites. Analogously to the earlier study, this investigation concluded that the effects of local soil conditions on inelastic spectra stem primarily from their effects on elastic response spectra; thus, soil conditions do not significantly influence strength-reduction factors. However, recent studies based on ground motion recorded during the 1989 Loma Prieta earthquake (Miranda and Bertero 1991; Krawinkler and Rahnama 1992) suggest that local site conditions may have a significant effect on strength-reduction factors, particularly in the case of soft soils.

The aim of this study is to improve the estimation of strength reductions in structures that behave inelastically during severe earthquake ground motions. The objectives of this paper are: (1) To study the main factors influencing strength-reduction factors; and (2) to provide approximate expressions that allow a rapid estimation of strength-reduction factors.

STRENGTH REDUCTION FACTORS

The equation of motion of a nonlinear SDOF system subjected to earthquake ground motions is given by

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + F(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (1)$$

where m , c , and $F(t)$ = mass, damping coefficient, and restoring force of the system, respectively; $u(t)$ = relative displacement; $u_g(t)$ = ground displacement; and overdot represents its derivative with respect to time. The initial period of the system is given by

$$T = 2\pi \left(\frac{m}{k} \right)^{1/2} = 2\pi \left(\frac{mu_y}{F_y} \right)^{1/2} \quad (2)$$

where k = initial stiffness of the system; F_y = system's yield strength, and u_y = yield displacement, respectively.

The level of inelastic deformation experienced by the system under a given ground motion is typically given by the displacement ductility ratio, which is defined as the ratio of maximum absolute relative displacement to its yield displacement

$$\mu = \frac{\max|u(t)|}{u_y} \quad (3)$$

An adequate design is produced when the structure is dimensioned and detailed in such a way that the local (story and member) ductility demands are smaller than their corresponding capacities. Thus, during the preliminary design of a structure there is a need to estimate the lateral strength (lateral load capacity) of the structure that is required in order to limit the global (structure) displacement ductility demand to a certain predetermined value, which results in the adequate control of local ductility demands.

The strength-reduction factor (i.e., reduction in strength demand due to nonlinear hysteretic behavior) R_μ is defined as the ratio of the elastic strength demand to the inelastic strength demand

$$R_\mu = \frac{F_y(\mu = 1)}{F_y(\mu = \mu_i)} \quad (4)$$

where $F_y(\mu = 1)$ = lateral yielding strength required to maintain the system elastic; and $F_y(\mu = \mu_i)$ = lateral yielding strength required to maintain the displacement ductility demand μ less or equal to a predetermined target ductility ratio μ_i . Eq. (4) can be rewritten as

$$R_\mu = \frac{C_y(\mu = 1)}{C_y(\mu = \mu_i)} \quad (5)$$

where $C_y(\mu = 1)$ = seismic coefficient (yielding strength divided by the weight of the structure) required to avoid yielding; and $C_y(\mu = \mu_i)$ = minimum seismic coefficient required to control the displacement ductility demand to μ_i . As shown in Fig. 1, $C_y(\mu = 1)$ and $C_y(\mu = \mu_i)$ correspond to ordinates of a linear elastic response spectrum and a constant displacement ductility nonlinear response spectrum, respectively.

For design purposes, R_μ corresponds to the maximum reduction in strength that can be used in order to limit the displacement ductility demand to the

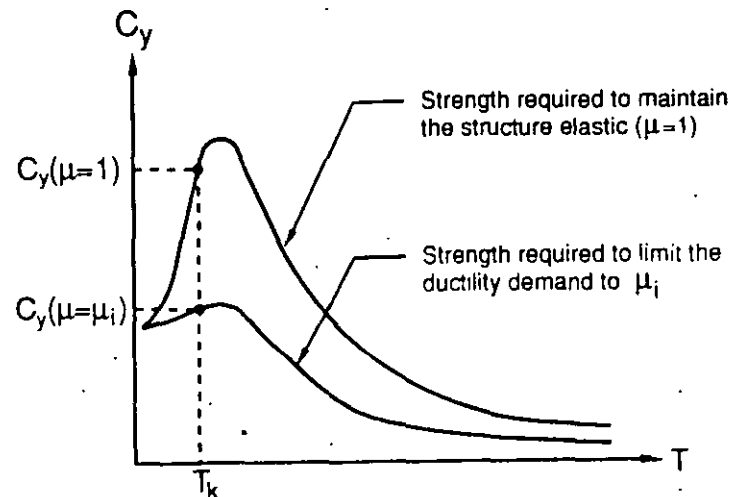


FIG. 1. Constant Displacement Ductility Nonlinear Response Spectra

predetermined ductility μ , in a structure that will have a lateral strength equal to the design strength. An additional strength reduction can be considered in the design of a structure to account for the fact that structures usually have a lateral strength higher than the design strength. For a more detailed discussion on strength reductions due to overstrength the reader is referred to Oстераas et al. (1990), Miranda (1991), and Bertero et al. (1991).

Computation of $F_v(\mu = \mu_r)$ or $C_v(\mu = \mu_r)$ involves iteration (for each period and each target ductility) on the lateral strength F_v (or the seismic coefficient C_v) using (1) until the computed ductility demand under a given ground motion is, within a certain tolerance, the same as the target ductility.

Iteration on the lateral strength using (1) in some cases does not yield a unique result, that is, there can be more than one lateral strength that produces the same displacement ductility demand. In such cases, only the largest lateral strength is of interest for design purposes. This lateral strength capacity corresponds to the maximum strength reduction factor R_p and the minimum strength required by the structure to limit the ductility demand to the target ductility.

STATISTICAL STUDY OF FORCE REDUCTION FACTORS

Earthquake Ground Motions

There is a general consensus that one of the largest sources of uncertainty in the estimation of the response of inelastic structures during earthquakes is the prediction of the intensity and characteristics of future earthquake ground motions at a given site. In this study, an effort was made to consider a relatively large number of recorded ground motion to study the effects of the variability of the characteristics of recorded ground motions on strength-reduction factors.

To study the influence of local site conditions on strength reduction factors, a group of 124 ground motions recorded on a wide range of soil conditions during various earthquakes was considered. The ground motions used in this investigation were recorded during the earthquakes listed in Table 1. Most of the selected records represent so-called free-field conditions. Complete listing of the records can be found in Miranda (1993).

Based on the local site conditions at the recording station, ground motions

TABLE 1. Earthquakes Considered in This Investigation

Earthquake (1)	Date (2)	Magnitude (3)
Imperial Valley, Calif	May 18, 1940	6.3(M_r)
Kern County, Calif.	July 21, 1952	7.7(M_r)
San Francisco, Calif.	March 22, 1957	5.3(M_r)
Parkfield, Calif	June 27, 1966	5.6(M_r)
San Fernando, Calif	February 9, 1971	6.5(M_r)
Romania	March 4, 1977	7.1(M_r)
Miyagi-Ken-Oki, Japan	June 12, 1978	7.4(M_r)
Imperial Valley, Calif	October 15, 1979	6.6(M_r)
Central Chile, Chile	March 3, 1985	7.8(M_r)
Michoacan, Mexico	September 19, 1985	8.1(M_r)
San Salvador, El Salvador	October 10, 1986	5.4(M_r)
Whitt Narrows, Calif	October 1, 1987	6.1(M_r)
Lon a, Calif	October 17, 1989	7.1(M_r)

were classified into three groups using a simple criterion similar to that used in present building codes. These three groups are: ground motions recorded on rock (38 records); ground motions recorded on alluvium (62 records); and ground motions recorded on very soft soil deposits characterized by low shear wave velocities (24 records). Records included in the latter category could be considered as representative of the soil type S_4 according to the soil classification of the *Uniform Building Code (Uniform 1988)*.

Method of Analysis

For each earthquake record inelastic strength demands were computed for a family of 50 SDOF systems undergoing different levels of inelastic deformation. For a given period of vibration and a given target displacement ductility ratio, the inelastic strength demand $I_v(\mu = \mu_r)$ was computed by iteration on the system's lateral yielding strength until the displacement ductility demand computed with (1) and (3) was within 1% of the target ductility. The following target ductilities were selected: one (linear elastic behavior), two, three, four, five, and six. The number of iterations required to compute the maximum lateral strength that results in a ductility demand within 1% of the target ductility varies greatly depending on the period of vibration, the target ductility and the ground motion. In general, the number of iterations increases with increasing target ductility and decreasing period.

The SDOF systems considered in this study were characterized by bilinear hysteretic behavior with a postelastic stiffness equal to 3% of the elastic stiffness and a constant damping coefficient corresponding to a damping ratio ξ of 5% based on elastic properties and given by

$$c = 2m\xi\omega_n = 2\xi\sqrt{km} \dots \dots \dots (6)$$

where ω_n = undamped elastic angular frequency on the system. On each iteration, response-time histories were computed by numerical step-by-step integration of (1) using the linear acceleration method with a variable time step to minimize energy violations when changes in stiffness occur in the system.

After computing elastic and inelastic strength demands, strength-reduction factors were computed using (4). An R_p spectrum can be constructed by plotting the strength-reduction factors of a family of SDOF systems undergoing a certain level of inelastic deformation under a given ground motion. An example of this kind of spectrum corresponding to a ground motion recorded near the epicenter of the 1989 Loma Prieta, California, earthquake is shown in Fig. 2.

Mean Strength Reduction Factors

Using the procedure just described, a total of 31,000 strength-reduction factors were computed (corresponding to 50 SDOF systems undergoing five different levels of inelastic deformation when subjected to 124 earthquake ground motions). Results were organized and analyzed statistically according to the period of vibration of the system, the target ductility and the soil condition where the ground motion was recorded.

For ground motions recorded on rock or alluvium sites, the strength-reduction factors were computed for a fixed set of periods between 0.05 s and 3.0 s. Mean strength-reduction factors computed for systems subjected to ground motions recorded on rock are shown in Fig. 3. As shown in this figure, the strength-reduction factors are characterized by the following features: first, the reduction factor increases with increasing target ductility,

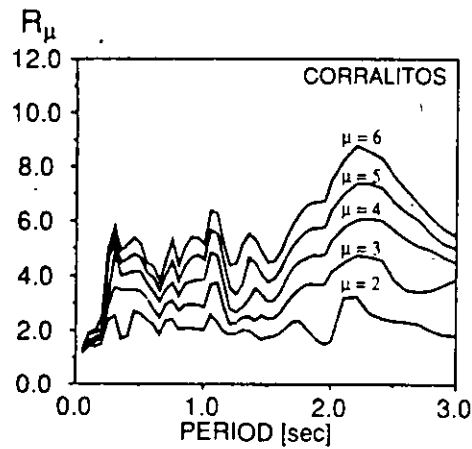


FIG. 2. Strength-Reduction Factors Computed for NS Component of Corralitos Record

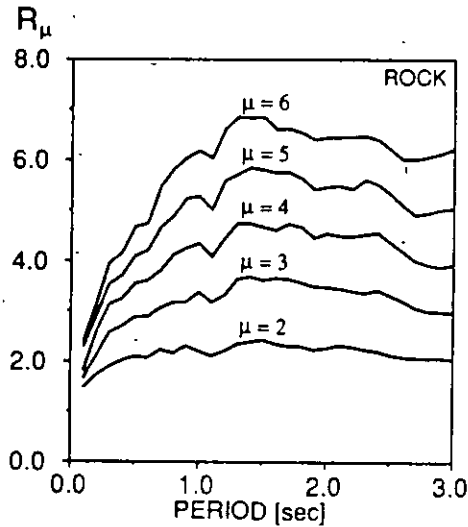


FIG. 3. Mean Strength-Reduction Factors for Systems Subjected to Ground Motions Recorded on Rock

with the rate of increase being period dependent; and second, for a given target ductility, the reduction factors exhibit an important variation with changes in period, particularly in the short-period region. In general, mean reduction factors in the long-period range are approximately constant and equal to the target ductility.

Mean strength-reduction factors computed for systems subjected to ground motions recorded on alluvium are shown in Fig. 4. As illustrated by this figure, strength-reduction factors for structures located on alluvium sites

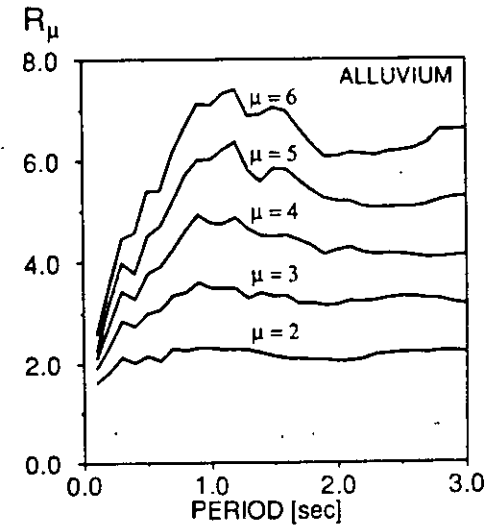


FIG. 4. Mean Strength-Reduction Factors for Systems Subjected to Ground Motions Recorded on Alluvium

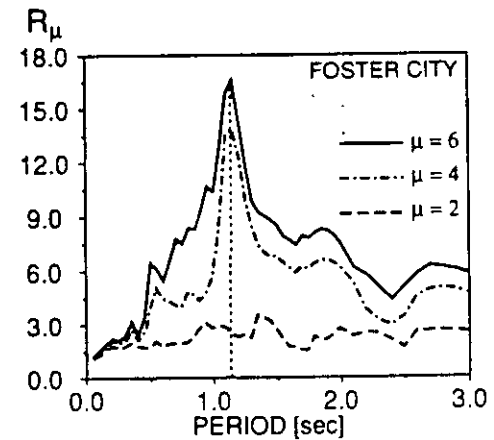


FIG. 5. Strength-Reduction Factors Computed for NS Component of Foster City Record

follow the same general trend of strength-reduction factors for structures on rock sites.

An example of a R_μ spectrum corresponding to a ground motion recorded during the 1989 Loma Prieta earthquake on a soft-soil site in the San Francisco Bay area is shown in Fig. 5. As shown in this figure, strength-reduction factors are very large around a period of 1.14 s. Typically, for very soft soil sites the period at which this peak is observed in the R_μ spectrum coincides with the predominant period of the ground motion (Miranda and Bertero 1991; Miranda 1991; Krawinkler and Rahnama 1992). Thus, the assessment

of inelastic strength demands of structures located on soft-soil sites requires the estimation of the predominant period of the ground motion.

The predominant period of the ground motion T_p is defined by Miranda (1991) as the period at which the maximum input energy of a 5% damped linear elastic system is maximum throughout the whole period range. For a SDOF system, the maximum input energy is given by

$$L_i = \max \left[\int (m \ddot{u}_i) du_i \right] \dots \dots \dots (7)$$

where \ddot{u}_i = total acceleration (ground plus relative acceleration) of the system. An example of the computation of the predominant period of the ground motion using this definition is shown in Fig. 6(a). The ground motion is the same record that was used to compute the R_μ spectrum shown in Fig. 5. It can be seen that the period at which the maximum strength-reduction factor is produced coincides with the period of maximum input energy.

If the linear elastic response spectrum of the ground motion is available, the predominant period of a ground motion recorded on a soft-soil site can also be estimated as the period at which the maximum relative velocity is produced (Miranda 1993). The maximum relative velocity is proportional to the "relative" kinetic energy. Thus, since absolute and relative kinetic energies are very close in the vicinity of the predominant period of the excitation (Uang and Bertero 1990), both procedures to estimate T_p will approximately yield the same result. The use of the second procedure to estimate T_p is exemplified in Fig. 6(b) for the Foster City ground motion. As demonstrated by this figure, both procedures produce approximately the same period.

Since the shape of a R_μ spectrum is strongly dependent on the value of T_p , obtaining the mean of R_μ versus T spectra of ground motion with significantly different predominant periods may result in a poor description of strength-reduction factors due to inelastic behavior for structures on soft-soil sites. Therefore, for ground motions in this soil category, strength-reductions factors were not computed for a fixed set of periods, but for a fixed set of T/T_p ratios.

Mean R_μ versus T/T_p spectra are shown in Fig. 7. As shown in this figure,

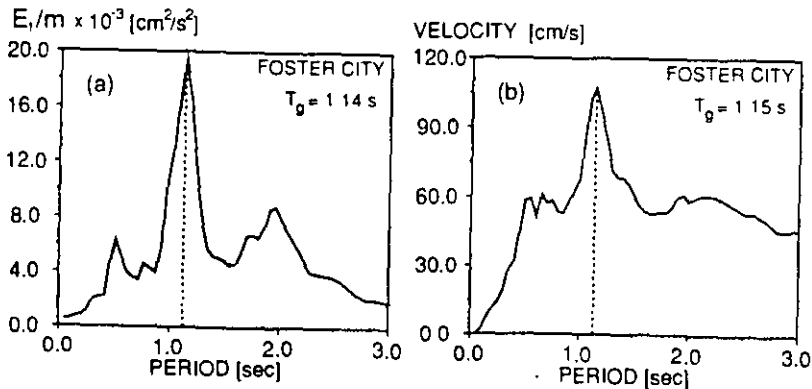


FIG. 6. Estimation of Predominant Period of Ground Motion: (a) Using Maximum Input Energy and (b) Using Maximum Relative Velocity

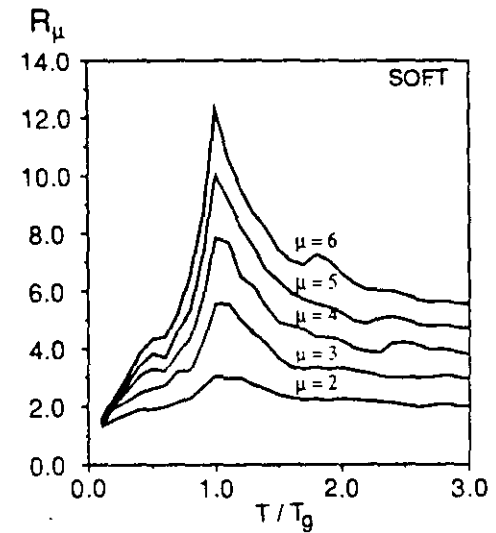


FIG. 7. Mean Strength-Reduction Factors for Systems Subjected to Ground Motions Recorded on Soft Soil

strength-reduction factors for ground motions recorded on soft-soil sites exhibit strong variations with changes in the T/T_p ratio. It can be seen that strength-reduction factors for structures built on soft-soil deposits are characterized by being much larger than the target ductility for periods near the predominant period of the ground motion (i.e., for $T \approx T_p$). For systems with periods shorter than two thirds of the predominant period of the ground motion, the strength-reduction factor due to inelastic behavior is smaller than the target ductility, whereas for systems with periods longer than one-and-a-half times the predominant period, the strength-reduction factor is approximately equal to the target ductility.

Variability of Strength Reduction Factors

The response of a nonlinear system subjected to earthquake ground motions is more sensitive to the characteristics of individual acceleration pulses and their sequence within a recorded acceleration time history than it is the response of a linear system. Therefore, for a given target ductility, the strength-reduction factor can exhibit great variations from one ground motion to another, even if both ground motions are similar (i.e., they have approximately the same intensity, duration, and frequency content). For the design of a structure this means that the lateral strength capacity required to avoid displacement ductility demands larger than a given limit can have important variations from one ground motion to another.

As mentioned before, strength-reduction factors increase with increasing ductility demands. For a given system with period of vibration T and a given target displacement ductility ratio, the strength-reduction factor will typically vary within a certain range when subjected to a family of ground motions. Thus, it is important to study not only the influence of the displacement ductility ratio on mean strength-reduction factors but also on the dispersion of these reduction factors. One way of evaluating the dispersion

of strength-reduction factors is by computing the coefficient of variation (COV), which is defined as the ratio of the standard deviation to the mean.

Coefficients of variation of strength-reduction factors for systems subjected to ground motions recorded on rock and on alluvium are shown in Fig. 8. The coefficient of variation is shown for three displacement ductility ratios. As illustrated by this figure, with the exception of systems with very short periods ($T < 0.2$ s), coefficients of variation of strength-reduction factors exhibit only small variations with changes in the period of vibration. Regardless of the soil condition at the recording station, the dispersion in strength-reduction factors increases with increasing displacement ductility ratio.

Some of the factors that influence the intensity, frequency content, and duration of the ground motion at a given site are the earthquake magnitude, the distance to the source, and the local site conditions. Thus, it is of great importance to study the influence of these factors on mean strength-reduction factors.

The influence of soil conditions on strength-reductions factors can be seen in Fig. 9 where mean R_{μ} spectra are plotted for systems undergoing displacement ductility demands of three and five when subjected to ground motions recorded on rock, on alluvium, and on soft-soil sites. For soft-soil sites, the mean R_{μ} spectra are plotted assuming a predominant period of the ground motion of 1.5 s. As shown in this figure, strength-reduction factors corresponding to ground motions recorded on alluvium are larger than those corresponding to ground motions recorded on rock for periods smaller than 1.2 s. Thus, in this period range one can design a structure on alluvium with a slightly smaller lateral strength capacity than that required to avoid the same level of inelastic deformation on a similar structure on a rock site. For systems with periods between 1.3 s and 2.4 s, the strength-reduction factors corresponding to ground motions recorded on rock are larger than those corresponding to ground motions recorded on alluvium.

Although difference exists between strength-reduction factors for rock sites and those of alluvium sites, these differences are relatively moderate when compared to the differences that exist between strength-reduction factors for soft-soil sites and strength-reduction factors for either rock or alluvium sites. As shown in the same figure, for systems on soft-soil sites

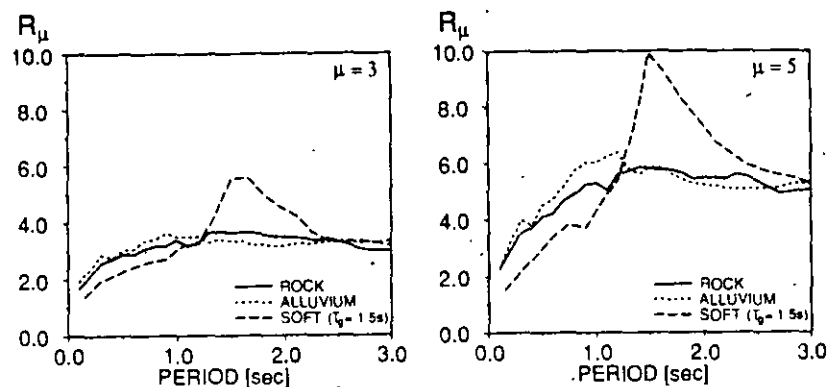


FIG. 9. Influence of Local Site Conditions on Strength-Reduction Factors

with periods between 1.3 s ($T \approx 0.85T_g$) and 2.3 s ($T \approx 1.5T_g$), the strength-reduction factor is much larger than those corresponding to systems with the same periods but located on either rock or alluvium sites.

In the short-period range, strength-reduction factors corresponding to systems on soft-soil sites are considerably smaller than those corresponding to systems on rock sites or to those corresponding to systems on alluvium sites. This observation has very important design implications. Mainly, that the use of strength-reduction factors derived from studies of systems subjected to ground motions recorded on rock and alluvium sites can lead to unconservative designs if used in the design of short-period structures located on soft-soil sites. For example, if displacement ductility demands larger than three want to be avoided on a structure with a period of 0.6 s, the use of mean strength-reduction factors derived with the use of ground motions recorded on rock or alluvium sites would result in a lateral strength capacity that is approximately one third of the lateral strength capacity that is required to maintain the structure elastic (i.e., $R_{\mu} = 3$). However, if this strength-reduction factor is employed in the design of a structure located on soft soil, the mean displacement ductility demand would be approximately five, that is, 65% higher than the target ductility.

The influence of local site conditions on the dispersion of strength-reduction factors is shown in Fig. 10, where coefficients of variation of strength-reduction factors are plotted for systems undergoing displacement ductility ratios of three and five when subjected to ground motion recorded on rock, on alluvium, and on soft-soil sites. Periods of vibration for soft-soil sites correspond to an assumed predominant period of 1.2 s. It can be seen that, for a given displacement ductility ratio, the dispersion on the reduction factor is approximately the same for all three conditions. Thus, even though different soil conditions lead to different strength-reduction factors, their variability remains practically the same.

Earthquake magnitude and epicentral distance have been shown to influence elastic strength demands on SDOF systems (Silva and Green 1989). In the present investigation, the influence of earthquake magnitude on strength-reduction factors was studied by computing, for each soil condition, the mean R_{μ} spectra for ground motions recorded on earthquakes with three levels of magnitude. The influence of earthquake magnitude on mean reduction factors for systems undergoing displacement ductilities of two and

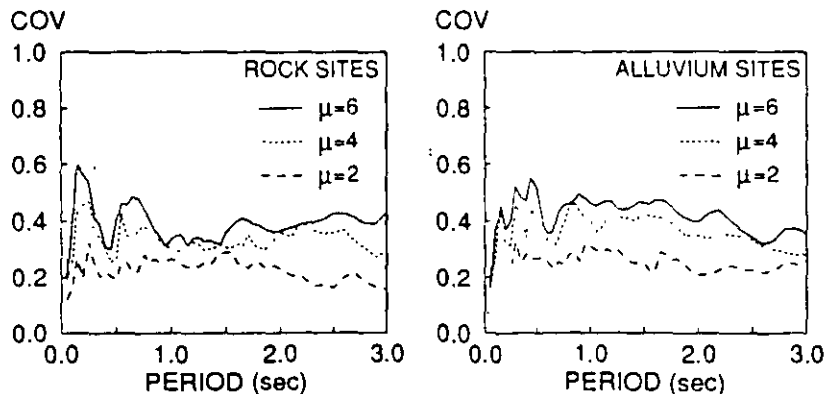


FIG. 8. Influence of Level of Inelastic Deformation on Dispersion of Strength-Reduction Factors

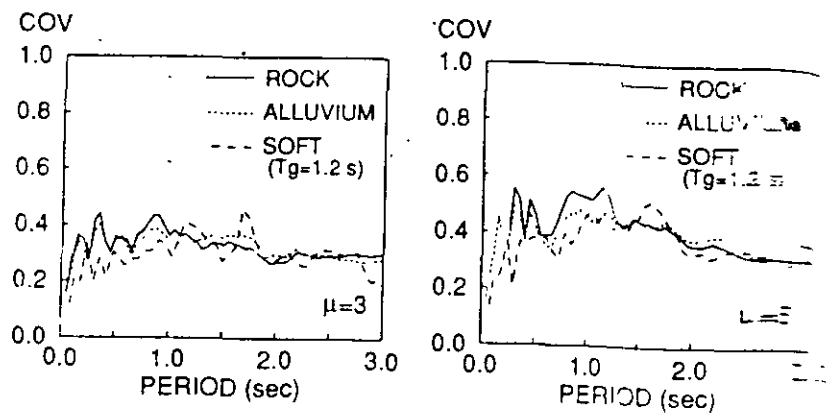


FIG. 10. Influence of Local Site Conditions on Dispersion of Strength-Reduction Factors

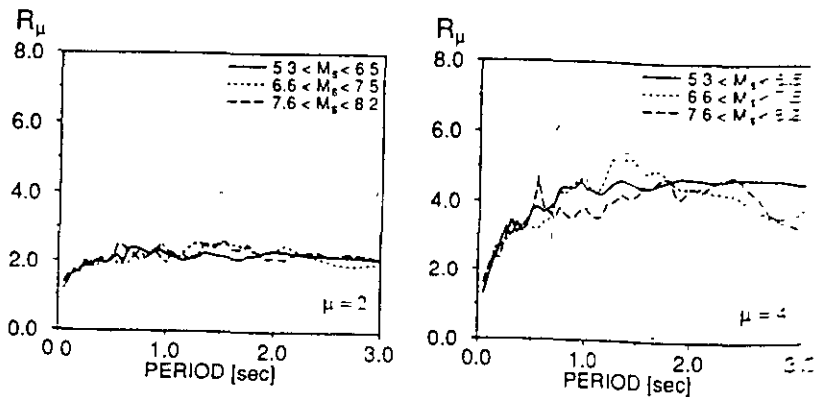


FIG. 11. Influence of Earthquake Magnitude of Strength-Reduction Factors for Systems Subjected to Ground Motions Recorded on Rock

four when subjected to ground motions recorded on rock during earthquakes with magnitude ranging from 5.3 to 8.1 are shown in Fig. 11. It can be seen that regardless of the level of ductility, the influence of magnitude on strength-reduction factors is negligible. Thus, the small effects of magnitude or inelastic strength demands stems primarily from its effects on elastic strength demand.

The influence of epicentral distance D on strength-reduction factors was studied by computing mean R_μ spectra for ground motions recorded within three groups of epicentral distances, approximately representing short, intermediate, and long epicentral distances. Mean R_μ spectra for systems undergoing displacement ductilities of two and four when subjected to ground motions recorded on rock at different epicentral distances are shown in Fig. 12. It can be seen that mean strength-reduction factors are practically the same for all three groups of epicentral distances. Thus, epicentral distances have a negligible effect on strength-reduction factors. A similar conclusion was reached by Krawinkler and Nassar (1990), who studied the effect of

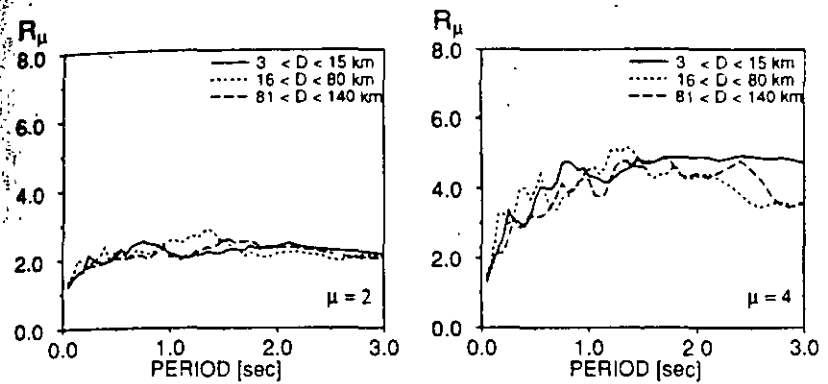


FIG. 12. Influence of Epicentral Distance on Strength-Reduction Factors for Systems Subjected to Ground Motions Recorded on Rock

epicentral distance on strength-reduction factors using 33 ground motions recorded during the 1987 Whittier-Narrows earthquake. In addition to the effect of epicentral distance, Krawinkler and Nassar studied the influence of stiffness degradation on strength-reduction factors. They concluded that stiffness degradation has a negligible effect on strength-reduction factors.

REGRESSION ANALYSES

For practical purposes, a simplified expression is desired to relate the strength-reduction factor due to hysteretic behavior R_μ to the displacement ductility ratio μ . Thus, for the design of a structure, the lateral strength capacity required to avoid displacement ductility demands larger than their corresponding capacities can be easily assessed for a given site-dependent SLERS. Similarly, if the lateral strength capacity is known, a simplified expression relating R_μ with μ permits a rapid estimation of the displacement ductility demand corresponding to a given site-dependent SLERS.

Some of the factors that influence R_μ are: displacement ductility ratio, period of vibration, local soil conditions, magnitude, epicentral distance, hysteretic behavior, and damping. Here only the first three factors, which are the ones that typically have a significant influence on R_μ , were considered while conducting regression analyses in order to obtain simplified expressions to compute strength-reduction factors. Therefore, the approximate force reduction factor \hat{R}_μ is given by

$$\hat{R}_\mu = f(\mu, T, SC) \quad (8)$$

where SC represents the soil conditions. Regardless of the soil condition, (8) has to satisfy the following conditions:

$$\lim_{T \rightarrow 0} \hat{R}_\mu = \lim_{T \rightarrow 0} f(\mu, T, SC) = 1 \quad (9)$$

$$\lim_{T \rightarrow \infty} \hat{R}_\mu = \lim_{T \rightarrow \infty} f(\mu, T, SC) = \mu \quad (10)$$

$$\hat{R}_\mu = f(\mu, T, SC) = 1, \quad \mu \leq 1 \quad (11)$$

The form of the function described in (8) was chosen to be the following:

$$\hat{R}_\mu = \frac{\mu - 1}{\Phi} + 1 \geq 1 \quad (12)$$

where Φ = function of μ , T , and the soil conditions at the site. Several forms of functions for Φ were considered, and regression analyses were conducted for each soil condition separately in order to fit the function Φ to the data obtained from nonlinear time-history analyses. For rock and alluvium sites the functions Φ that fit best mean strength-reduction factors are given by

$$\Phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} \exp \left[-\frac{3}{2} \left(\ln T - \frac{3}{5} \right)^2 \right] \quad (\text{for rock sites}) \quad (13)$$

$$\Phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} \exp \left[-2 \left(\ln T - \frac{1}{5} \right)^2 \right] \quad (\text{for alluvium sites}) \quad (14)$$

A comparison between mean strength-reduction factors computed for systems subjected to ground motions recorded on rock sites and recorded on alluvium sites with those computed using (12)–(14) is shown in Fig. 13. It can be seen that the use of these simple equations leads to very good approximations of mean reduction factors due to inelastic behavior.

As shown in Fig. 7, mean strength-reduction factors for soft-soil conditions are characterized by important variations with changes in the T/T_g ratio. The assessment of this ratio depends on a good estimation of the fundamental period of vibration of the structure and of the predominant period of the ground motion, both of which are subjected to an important degree of uncertainty. Furthermore, the initial T/T_g ratio could also change during the earthquake as a result of nonstationarities on either the response of the soft-soil deposit or on the response of the structure. Thus, if the computed mean strength-reduction factors (Fig. 7) are directly used in design, even a small error in the estimation of the T/T_g ratio could lead to

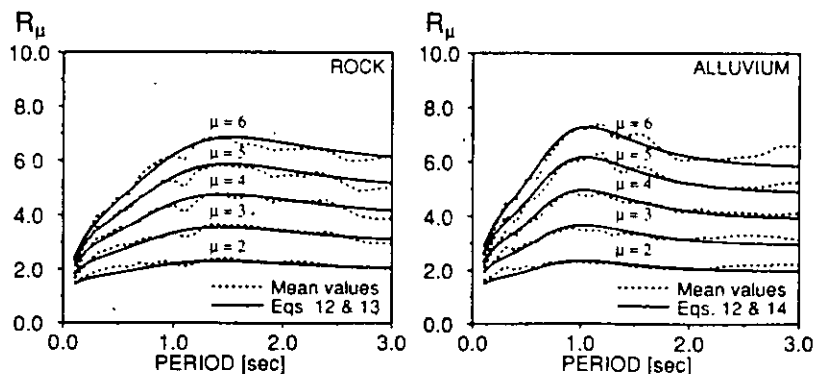


FIG. 13. Comparison of Mean Strength-Reduction Factors of Rock and Alluvium Sites with those Computed Using Eqs. (12)–(14)

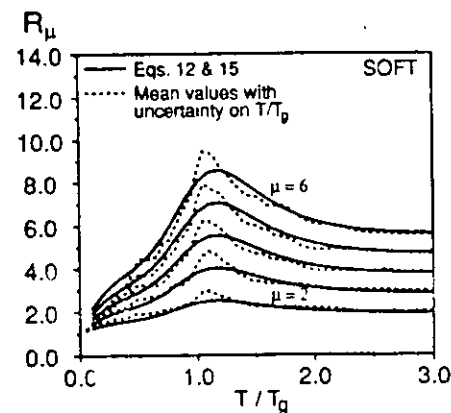


FIG. 14. Mean Strength-Reduction Factors of Soft Soil Sites Considering 10% Error in Estimation of T/T_g Ratio Compared to those Computed Using Eqs. (12) and (15)

significant errors in the estimation of R_μ , particularly for systems with fundamental periods of vibration close to the predominant period of the ground motion (i.e., $T/T_g \approx 1$).

Due to the important variations in R_μ with changes in the T/T_g ratio, combined with uncertainties in the estimation of the T/T_g ratio, it was decided to modify the computed strength-reduction factor spectra of ground motions recorded on soft-soil sites by considering a $\pm 10\%$ error in the estimation of the T/T_g ratio. For a given displacement ductility ratio and given T/T_g ratio, the modified strength-reduction factor was computed as the minimum strength-reduction factor in the spectral range limited by $0.9T/T_g$ and $1.1T/T_g$. Regression analyses were conducted to obtain a function Φ that, combined with (12), best fits the mean of modified strength-reduction factor spectra. This function Φ is given by

$$\Phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} \exp \left[-3 \left(\ln \frac{T}{T_g} - \frac{1}{4} \right)^2 \right] \quad (\text{for soft soil sites}) \quad (15)$$

Strength-reduction factors computed using (12) and (15) and the mean of modified strength-reduction factors of systems subjected to ground motions recorded on soft-soil sites are compared in Fig. 14. As illustrated in this figure, the combined use of (12) and (15) provides, in general, good estimates of strength-reduction factors for structures located on soft-soil sites.

CONCLUSIONS

The primary purpose of this investigation was to assess the reduction in lateral strength demands produced by allowing nonlinear hysteretic behavior to take place in structures in the event of severe earthquake ground motions. For this purpose, a statistical study of strength-reduction factors was conducted. The statistical study comprised strength-reduction factors computed for SDOF systems undergoing different levels of inelastic deformation when subjected to a relatively large number of earthquake ground motions re-

corded on different local soil conditions. The following conclusions can be drawn from the results of this study.

The strength reduction factor, which controls displacement ductility demands, is primarily affected by the period of vibration of the system, the maximum tolerable inelastic displacement demand, and the soil conditions at the site.

For a given displacement ductility ratio, regardless of the soil conditions, strength-reduction factors exhibit important variations with changes in period, particularly in the short-period range where the use of a period-independent strength-reduction factor is clearly inadequate.

Periods at which strength-reduction factors become approximately equal to the displacement ductility ratio depend not only on the soil condition at the site but also on the level of inelastic deformation.

For systems on soft-soil sites, the assessment of the strength-reduction factor requires the estimation of the predominant period of the ground motion.

Strength-reduction factors of systems on alluvium sites are moderately different to those of systems on rock sites, whereas strength-reduction factors of systems on soft-soil sites are significantly different to those of systems on rock sites and to those of systems on alluvium.

Strength-reduction factors of systems on soft-soil sites with periods of vibration near the predominant period of the ground motion are typically much larger than the displacement ductility ratio.

For systems on soft-soil sites with periods smaller than two thirds of the predominant period, the strength-reduction factor is significantly smaller than that corresponding to systems with the same period on either rock or alluvium sites. Thus, the use of strength-reduction factors derived from studies of systems subjected to ground motions recorded on rock and alluvium sites can lead to unconservative designs if used in the design of short-period structures located on soft-soil sites.

The proposed expressions to compute site-dependent strength-reduction factors are relatively simple and provide a good estimation of mean strength-reduction factors derived from the statistical study presented herein.

ACKNOWLEDGMENTS

Part of the study presented in this paper was conducted while the writer was a graduate student at the University of California at Berkeley working under the supervision of Vitelmo V. Bertero, whose guidance is greatly appreciated.

APPENDIX I. REFERENCES

- Bertero, V. V., Anderson, J. C., Krawinkler, H., and Miranda, E. (1991) "Design guidelines for ductility and drift limits." *Report no. EERC/UCB-91/15*, Earthquake Engrg. Res. Ctr., Univ. of California at Berkeley, Berkeley, Calif.
- Elghadamsi, F. E., and Mohraz, B. (1987). "Inelastic earthquake spectra." *Earthquake Engrg. and Struct. Dynamics*, 15(2), 91-104.
- Krawinkler, H., and Nassar, A. (1990) "Strength and ductility demands for SDOF and MDOF systems subjected to Whittier Narrows earthquake ground motions." *CSMIP-1990*, California Dept. of Conservation, Sacramento, Calif.
- Krawinkler, H., and Rahnama, M. (1992). "Effects of soft soils on design spectra." *Proc., 10th World Conf. on Earthquake Engrg.*, Int. Assoc. for Earthquake Engrg., Madrid, Spain, 10, 5841-5846.
- Miranda, E., and Bertero, V. V. (1991) "Evaluation of structural response factors

- using ground motions recorded during the Loma Prieta earthquake." *CSMIP-1991*, California Dept. of Conservation, Sacramento, Calif.
- Miranda, E. (1991). "Seismic evaluation and upgrading of existing buildings." PhD thesis, University of California at Berkeley, Berkeley, Calif.
- Miranda, E. (1993). "Evaluation of site-dependent inelastic seismic design spectra." *J. Struct. Engrg.*, ASCE, 119(5), 1319-1338.
- Nassar, A., and Krawinkler, H. (1991). "Seismic demands for SDOF and MDOF systems." *Report no. 95*, The John A. Blume Earthquake Engrg. Ctr., Stanford Univ., Stanford, Calif.
- Newmark, N. M., and Hall, W. J. (1973). "Procedures and criteria for earthquake resistant design." *Build. Res. Series No. 46*, Nat. Bureau of Standards, U.S. Dept. of Commerce, Washington, D.C., 209-236.
- Osteraas, J. D., and Krawinkler, H. (1990). "Strength and ductility considerations in seismic design." *Report no. 90*, The John A. Blume Earthquake Engrg. Ctr., Stanford Univ., Stanford, Calif.
- Peng, M.-H., Elghadamsi, F. E., and Mohraz, B. (1988). "A stochastic procedure for nonlinear response spectra." *Proc., 9th World Conf. on Earthquake Engrg.*, Int. Assoc. for Earthquake Engrg., Tsukuba, Japan, V, 1069-1074.
- Riddell, R., and Newmark, N. M. (1979). "Statistical analysis of the response of nonlinear systems subjected to earthquakes." *Structural Research Series No. 468*, Dept. of Civ. Engrg., Univ. of Illinois, Urbana, Ill.
- Riddell, R., Hidalgo, P., and Cruz, E. (1989). "Response modification factors for earthquake resistant design of short period structures." *Earthquake Spectra*, 5(3), 571-590.
- Silva, W. J., and Green, R. K. (1989). "Magnitude and distance scaling of response spectral shapes for rock sites with applications to North American tectonic environment." *Earthquake Spectra*, 5(3), 591-603.
- Uniform building code* (1988). Int. Conf. of Build. Officials, Whittier, Calif.

APPENDIX II. NOTATION

The following symbols are used in this paper:

- C_s = seismic coefficient;
 c = damping coefficient;
 D = epicentral distance;
 E_I = maximum input energy;
 F = restoring force;
 F_y = yield resistance;
 λ = initial stiffness;
 m = mass;
 R_u = strength-reduction factor;
 \bar{R}_u = approximate strength-reduction factor;
 T = period of vibration;
 T_x = predominant period of ground motion;
 u = relative displacement;
 \ddot{u}_g = ground acceleration;
 u_y = yield displacement;
 μ = displacement ductility ratio;
 ξ = damping ratio;
 Φ = function necessary to compute approximate strength-reduction factors; and
 ω_r = undamped elastic angular frequency

EVALUATION OF SITE-DEPENDENT INELASTIC SEISMIC DESIGN SPECTRA

By Eduardo Miranda¹

ABSTRACT: The effect of site conditions on the response of single-degree-of-freedom inelastic systems is investigated. The study is based on 124 earthquake ground motions recorded on rock, alluvium, and soft soil sites. Special emphasis is given to the effects of the level of inelastic deformation on strength and displacement demands. For each soil group, inelastic strength demand spectra corresponding to mean and mean-plus-one standard deviation ordinates are presented. The use of elastic analysis to estimate inelastic displacements is evaluated through mean values of the ratio of maximum inelastic to maximum elastic displacements. Spectra are presented for different levels of inelastic deformation and for different soil conditions. Results indicate that inelastic demands are strongly dependent on site conditions, period of vibration, and level of inelastic deformation. Results are compared with design forces specified by current seismic codes. It is shown that design force and displacement demands that are based on inelastic response spectra together with estimates of the overstrength of a structure can lead to a more rational and transparent approach than that of current U.S. design codes.

INTRODUCTION

Since the concept of the response spectrum was introduced into earthquake engineering by Benioff (1934) and Biot (1941), this technique has been widely used to estimate force and deformation demands of structures imposed by earthquake ground motions. Today, response spectra form the basis of seismic design forces in most seismic codes (*Earthquake resistant* 1988).

Linear elastic response spectra (LERS) provide a reliable tool to estimate the level of forces and deformations developed in structures responding elastically during earthquakes (Der Kiureghian 1980). There have been many statistical studies that, by considering a certain number of recorded or artificially generated ground motions, have investigated the characteristics of LERS including the influence of earthquake magnitude, epicentral distance, frequency content, damping ratio, and local site conditions.

As a result of currently used seismic design philosophy for building structures that accept structural damage in the event of severe earthquake ground motions, design lateral forces are lower, and in some cases much lower, than those required to maintain the structure in the elastic range. Thus, buildings designed according to this philosophy are likely to experience significant inelastic excursions whose corresponding forces and deformations cannot be predicted with the use of linear elastic models. The number of statistical studies of response spectra that have considered inelastic structural behavior is much smaller than those on LERS and, in general, have only

¹Res. Engr., Dept. of Civ. Engrg., Swiss Fed. Inst. of Tech., CH-1015, Lausanne, Switzerland; formerly, Res. Engr., Dept. of Civ. Engrg., Univ. of California at Berkeley.

Note. Discussion open until October 1, 1993. To extend the closing date one month, a written request must be filed with the ASCE Manager of Journals. The manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on May 6, 1992. This paper is part of the *Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, No. 5, May, 1993. ©ASCE, ISSN 0733-9445/93/0005-1319/\$1.00 + \$ 15 per page. Paper No. 3957.

considered a small number of earthquake ground motions and have not taken into account the effect of soil conditions.

Recent studies on the response of instrumented structures during recent earthquakes, as well as on experimental research on the response of scaled-down models of buildings, have concluded that there is a need for improved smoothed inelastic design response spectra (SIDRS) (Bertero 1986; Bertero et al. 1991). The objectives of this paper are first to present a summary of previous statistical studies on LERS and on inelastic response spectra (IRS), and second to present the results of an investigation whose aim was at improving the estimation of seismic demands on inelastic systems. This investigation consisted of a comprehensive statistical study of inelastic strength and deformation demands on single-degree-of-freedom (SDOF) systems when subjected to more than 120 ground motions recorded in various earthquakes. Special emphasis is given to the effects of soil conditions on inelastic demands of structures.

REVIEW OF PREVIOUS STUDIES

Several studies have been conducted over the years with the purpose of improving the knowledge of design response spectra. In general, these studies have been improved in time as a result of a rapid increase in the number of recorded earthquake ground motions. Here, a brief summary of most relevant statistical studies on response spectra is presented.

Studies of LERS

The first attempt to study the characteristics of an ensemble of LERS of recorded ground motions was made by Housner (1959), who computed the average LERS of eight ground motions recorded during four earthquakes. Newmark and Hall (1969) proposed a design response spectrum to be used in design of nuclear power facilities. The method consisted of constructing a trapezoidal spectrum based on acceleration-, velocity-, and displacement-controlled regions defined as the product of the corresponding maximum ground-motion parameters and amplification factors. The shape and level of intensity of the proposed spectrum was primarily based on the LERS of ground motions recorded during the 1940 El Centro earthquake.

Because of increased interest in seismic design criteria for nuclear power facilities, several statistical studies on LERS were carried out. Blume et al. (1972) studied LERS of 33 horizontal ground motions. The vertical component of motion was first considered by Mohraz et al. (1972), who studied the response of linear elastic SDOF systems subjected to 14 vertical motions and 28 horizontal motions. By combining the two previous studies Newmark et al. (1974) proposed the response spectrum of the U.S. Atomic Energy Commission (AEC). An improved version of the AEC spectrum was proposed by Hall et al. (1976), who considered LERS of vertical and horizontal ground motions recorded at 55 stations during different earthquakes. Although some differences were noticed between LERS of ground motions recorded on rock and those of motions recorded on alluvium, it was considered that no valid statistical inferences could be drawn from the data, and all LERS were averaged into one spectrum, regardless of site conditions.

The first statistical study to explicitly consider the effect of soil conditions in LERS was conducted by Hayashi et al. (1971). In their study, they averaged the LERS of 61 accelerograms recorded in 38 Japanese earthquakes. Many motions used in the study have maximum ground accelera-

tions of less than 0.05 g. They concluded that linear spectral shapes are site dependent.

After the 1971 San Fernando earthquake, Seed et al. (1975) presented the results of a comprehensive study on the influence of local site conditions on LERS. The investigation was based on 104 horizontal ground motions recorded on different soil conditions classified into four groups. Approximately 40% of the ground motions in the study were recorded during the San Fernando earthquake. They concluded that there are clear differences in linear spectral shapes for different soil and geological conditions, and recommended the consideration of these effects in selecting earthquake-resistant design criteria. Similar results and conclusions were presented by Mohraz (1976), who studied horizontal ground motions as well as the vertical component of 54 earthquake records whose majority (60%) was again recorded during the San Fernando earthquake.

In addition to the study of the effects of local soil conditions, Katayama et al. (1978) studied the effects of magnitude and epicentral distances on LERS by considering 277 horizontal ground motions recorded in 67 Japanese earthquakes. The results of this study formed the basis of the 1977 Japanese earthquake design criteria. The same effects on LERS were recently studied by Trifunac and Lee (1989) for ground motions recorded in the western United States.

A comprehensive study on probabilistic site-dependent LERS was carried out by Kiremidjian and Shah (1980), who, by considering the probability of occurrence of peak ground accelerations and dynamic amplification factors, presented LERS for three types of soil conditions for different confidence levels (probability of nonexceedence). The study was based on 209 ground motions recorded in the western United States. They noted that one disadvantage of their data (a disadvantage that also applies to some studies mentioned previously) is that 50% of the records are from the 1971 San Fernando earthquake. This introduces a bias to geologic conditions encountered in the San Fernando-Los Angeles area, as well as to spectral characteristics imposed by the duration and source mechanism of this event.

Studies on IRS

Response spectra of inelastic systems were first studied by Veletsos (1969) who presented IRS to pulse-type excitations and two recorded ground motions. Murakami and Penzien (1975) computed probabilistic nonlinear response spectra for SDOF systems with four types of hysteretic behavior. This study was based on constant strength nonlinear spectra of 100 artificially generated earthquakes classified into five groups, depending on intensity and duration.

Using 20 artificial ground motions whose LERS was compatible with the Newmark-Hall elastic design spectrum, Lai and Biggs (1978) proposed rules to construct SIDRS. The effects of damping and hysteretic behavior on IRS were studied by Riddell and Newmark (1979), who computed constant ductility IRS of 10 recorded earthquake ground motions. In their study, an improved set of reduction factors to account for inelastic behavior was proposed.

The influence of soil conditions on reduction factors was first studied by Elghadamsi and Mohraz (1983), who computed constant yield displacement IRS of SDOF systems with an elastic-perfectly plastic hysteretic behavior. Their study is based on the same set of records previously used by Mohraz (1976), which does not include very soft soil sites, and contains a dispro-

port. The number of records from the San Fernando earthquake. This study proposed the construction of constant ductility IRS by interpolating from constant yield displacement IRS.

More recently, Riddell, et al. (1989) presented average IRS of four sets of earthquake records. Most of the ground motions included in this study were recorded in South America. Emphasis is given to reduction factors to construct SIDRS from LERS; however, no information is given on the dispersion of the recommended reduction factors. Krawinkler and Nassar (1990) studied average IRS of bilinear and stiffness degrading SDOF systems subjected to 33 horizontal ground motions recorded during the 1987 Whittier Narrows earthquake. They concluded that reduction factors are independent of epicentral distance and are only slightly modified by the type of hysteretic model. None of the two latter studies explicitly considered the influence of local soil conditions on IRS.

EARTHQUAKE RECORDS CONSIDERED

In the last six years, an extensive number of earthquake ground motions have been recorded in different parts of the world. These ground motions have more than doubled the number of records previously collected. For example, the 1987 Whittier-Narrows earthquake alone produced more records than the total number of records obtained in the western United States between 1933 and 1984 (Trifunac 1988). For this study, 124 records were selected, with emphasis on those recorded in California and on those recorded during the last six years. Contrary to many previous studies, in this investigation, an effort was made to select "tree-field" records.

To study the effects of site conditions it is necessary to classify the recording stations into groups with similar geological conditions. Although detailed site description such as the variation of shear wave velocities with changes in depth, exist for some recording stations, this information is not available for many other stations. For many stations even the approximate depth of soil deposits is unavailable. For this reason it was decided to base the site classification on a simple criterion (based on information available for all stations) and as close as possible to the one adopted by current codes of practice. Thus, the recording stations were divided into three categories: those located on rock, those located on alluvium deposits, and those located on very soft soils. Records included in the latter category could be considered representative of the soil type S_4 according to the soil classification of the *Uniform Building Code* (1988). Complete listings of the ground motions selected in this study are presented in Tables 1-3.

METHOD OF ANALYSIS

The response of a damped SDOF oscillator when subjected to earthquake ground motions is given by

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + R(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (1)$$

where m , c , and $R(t)$ = the mass, damping coefficient, and restoring force of the system, respectively; $u(t)$ = the relative displacement; $u_g(t)$ = the ground displacement; and the overdot represents its derivative with respect to time.

In Appendix I it is shown that (1) can be normalized as follows:

TABLE 1. Selected Ground Motions Recorded at Rock

Station name (1)	Geology (2)	Earthquake date (3)	Magnitude (4)	Epicentral distance (km) (5)	Component (6)	PGA (g) (7)
San Francisco—Golden Gate Park	siliceous sandstone	San Francisco, March 22, 1957	5.3 (M_L)	11	N10E, S80E	0.08, 0.11
Parkfield—Cholame Shandon No. 2	rock	Parkfield, June 27, 1966	5.6 (M_L)	7	N65E, —	0.48, —
Castaic—Old Ridge Road	sandstone	San Fernando, February 9, 1971	6.5 (M_L)	29	N21E, N69W	0.32, 0.27
Llolleo	sandstone and volcanic rock	Central Chile, March 3, 1985	7.8 (M_L)	45	N10E, S80E	0.67, 0.43
Valparaiso	volcanic rock	Central Chile, March 3, 1985	7.8 (M_L)	84	N70E, S20E	0.18, 0.16
La Union	metavolcanic rock	Michoacán, Sept. 19, 1985	8.1 (M_L)	84	N00E, N90E	0.17, 0.15
La Villita	gabbro rock	Michoacán, Sept. 19, 1985	8.1 (M_L)	44	N00E, N90E	0.13, 0.12
Zihuatanejo	tunalite rock	Michoacán, Sept. 19, 1985	8.1 (M_L)	135	N90W, S00E	0.10, 0.16
National Geographic Institute	balsamo formation	San Salvador, October 10, 1986	5.4 (M_L)	5.7	270, 180	0.53, 0.39
Institute of Urban Construction	fluviate pumice rock	San Salvador, October 10, 1986	5.4 (M_L)	5.3	90, 180	0.38, 0.67
Geotechnical Research Center	fluviate pumice rock	San Salvador, October 10, 1986	5.4 (M_L)	4.3	180, 90	0.42, 0.68
Mt. Wilson—Caltech Seismic Station	quartz diorite	Whittier-Narrows, October 1, 1987	6.1 (M_L)	19	90, 360	0.19, 0.13
Corralitos—Eureka Canyon Road	landslide deposits	Loma Prieta, October 17, 1989	7.1 (M_L)	7	90, 360	0.47, 0.62
Santa Cruz—University of California at Santa Cruz	limestone	Loma Prieta, October 17, 1989	7.1 (M_L)	16	90, 360	0.41, 0.43
San Francisco—Cliff House	Franciscan sandstone	Loma Prieta, October 17, 1989	7.1 (M_L)	99	90, 0	0.11, 0.07
San Francisco—Pacific Heights	Franciscan sandstone	Loma Prieta, October 17, 1989	7.1 (M_L)	97	360, 270	0.05, 0.06
San Francisco—Presidio	serpentine	Loma Prieta, October 17, 1989	7.1 (M_L)	98	90, 0	0.20, 0.10
San Francisco—Rincon Hill	Franciscan sandstone	Loma Prieta, October 17, 1989	7.1 (M_L)	95	90, 360	0.09, 0.08
Yerba Buena Island	Franciscan sandstone	Loma Prieta, October 17, 1989	7.1 (M_L)	95	90, 360	0.06, 0.03

$$\ddot{u}(t) + 2\omega\xi\dot{u}(t) + \omega^2 \frac{R(t)}{R_v} = -\frac{\omega^2}{\eta} \frac{\ddot{u}_g(t)}{\max|\ddot{u}_g|} \quad (2)$$

where μ = the displacement ductility ratio, defined as the maximum ab-

TABLE 2. Selected Ground Motions Recorded at Alluvium Sites

Station name (1)	Geology (2)	Earthquake date (3)	Magnitude (4)	Epicentral distance (km) (5)	Component (6)	PGA (g) (7)
El Centro—Irrigation District	alluvium	Imperial Valley, May 18, 1940	6.3(M _L)	8	S90W, S00E	0.21, 0.34
Taft—Lincoln School Tunnel	alluvium	Kern County, July 21, 1952	7.7(M _S)	56	N21E, S69E	0.15, 0.17
Figueroa—445 Figueroa St	alluvium	San Fernando, February 9, 1971	6.5(M _L)	41	N52E, S38W	0.15, 0.12
Hollywood—Free Field	alluvium	San Fernando, February 9, 1971	6.5(M _L)	35	N90E, S00W	0.21, 0.17
Ave of the Stars—1901 Ave of the Stars	silt and sand layers	San Fernando, February 9, 1971	6.5(M _L)	38	N46W, S44W	0.14, 0.15
Sendai City—Kokutetsu Bldg	alluvium	Miyagi-Ken-Oki, June 12, 1978	7.4(M _L)	110	N90W, N00E	0.44, 0.24
Meloland—Interstate 8 Overpass	alluvium	Imperial Valley, October 15, 1979	6.6(M _L)	21	360, 270	0.31, 0.30
Bonds Corner—Highways 98 and 115	alluvium	Imperial Valley, October 15, 1979	6.6(M _L)	3	S40E, S50W	0.58, 0.77
James Road—El Centro Array #5	alluvium	Imperial Valley, October 15, 1979	6.6(M _L)	22	S40E, S50W	0.52, 0.37
Imperial V College—El Centro Array #7	alluvium	Imperial Valley, October 15, 1979	6.6(M _L)	21	S40E, S50W	0.33, 0.45
El Almendral	compacted fill	Central Chile, March 3, 1985	7.8(M _S)	84	N50E, S40E	0.29, 0.16
Vina del Mar	alluvial sand	Central Chile, March 3, 1985	7.8(M _S)	88	N70W, S20W	0.23, 0.36
Zacatula	alluvium	Michoacán, Sept 19, 1985	8.1(M _L)	49	S00E, N90W	0.26, 0.18
Alhambra—Freemont School	alluvium	Whittier-Narrows, October 1, 1987	6.1(M _L)	7	270, 180	0.40, 0.30
Altadena—Eaton Canyon Park	alluvium	Whittier-Narrows, October 1, 1987	6.1(M _L)	13	90, 360	0.16, 0.31
Burbank—California Federal Savings Building	alluvium	Whittier-Narrows, October 1, 1987	6.1(M _L)	26	130, 40	0.22, 0.17
Downey—County Maintenance Building	deep alluvium	Whittier-Narrows, October 1, 1987	6.1(M _L)	17	270, 180	0.16, 0.20
Inglewood—Union Oil Yard	terrace deposits	Whittier-Narrows, October 1, 1987	6.1(M _L)	25	90, 360	0.23, 0.27
Los Angeles—116th St School	terrace deposits	Whittier-Narrows, October 1, 1987	6.1(M _L)	22	360, 270	0.40, 0.29
Los Angeles—Baldwin Hills	alluvium over shale	Whittier-Narrows, October 1, 1987	6.1(M _L)	27	90, 360	0.17, 0.15

TABLE 2. (Continued)

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Los Angeles—Hollywood Storage FF	alluvium	Whittier-Narrows, October 1, 1987	6.1(M _L)	25	90, 360	0.12, 0.21
Los Angeles—Obregon Park	alluvium	Whittier-Narrows, October 1, 1987	6.1(M _L)	10	360, 270	0.44, 0.45
Long Beach—Rancho Los Cerritos	alluvium	Whittier-Narrows, October 1, 1987	6.1(M _L)	27	90, 360	0.25, 0.15
San Marino—Southwestern Academi	alluvium	Whittier-Narrows, October 1, 1987	6.1(M _L)	8	360, 270	0.20, 0.15
Tarzana—Cedar Hill Nursery	alluvium	Whittier-Narrows, October 1, 1987	6.1(M _L)	44	90, 360	0.63, 0.46
Whittier—7215 Bright Tower	alluvium	Whittier-Narrows, October 1, 1987	6.1(M _L)	10	90, 360	0.63, 0.43
Alba—900 S Fremont	alluvium	Whittier-Narrows, October 1, 1987	6.1(M _L)	8	90, 360	0.29, 0.25
Capitola—Fire Station	alluvium	Loma Prieta, October 17, 1989	7.1(M _S)	9	90, 360	0.39, 0.46
Hollister—South and Pine	alluvium	Loma Prieta, October 17, 1989	7.1(M _S)	48	90, 360	0.17, 0.36
Oakland—Two story office building	alluvium	Loma Prieta, October 17, 1989	7.1(M _S)	92	290, 200	0.24, 0.19
Stanford—Parking Garage	alluvium	Loma Prieta, October 17, 1989	7.1(M _S)	51	360, 90	0.26, 0.22

solute value of the relative displacement divided by the yield displacement; R_y = the system's yield resistance; and ω , ξ , and η = the natural circular frequency, the damping ratio, and the nondimensional strength of the system, respectively. The latter three quantities are defined as

$$\omega = \left(\frac{k}{m} \right)^{1/2} \dots \dots \dots (3)$$

$$\xi = \frac{c}{2m\omega} \dots \dots \dots (4)$$

$$\eta = \frac{R_y}{m \max |\mu_g|} \dots \dots \dots (5)$$

where k = the initial stiffness of the system
 A constant displacement ductility IRS is a plot of the yield strength of an SDOF system (with period T) required to limit the displacement to specified displacement ductility ratios, μ_d . This type of spectra is also referred to as strength demand spectra (Krawinkler and Nassar 1990). In this study, constant displacement ductility IRS were computed by iteration on the system's nondimensional strength η until the ductility computed by (2) was, within a certain tolerance, the same as the specified ductility (i.e.,

TABLE 3. Selected Ground Motions Recorded at Soft Sites

Station name (1)	Geology (2)	Earthquake date (3)	Magnitude (4)	Epicentral distance (km) (5)	Component (6)	PGA (g) (7)
Bucharest—Building Research Institute	soft	Romania, March 4, 1977	7.1(M_s)	174	EW, SN	0.17, 0.20
SCT—Secretaría de Comunicaciones Transportes	soft clay	Michoacán, Sept. 19, 1985	8.1(M_s)	385	N90W, S00E	0.17, 0.10
Central de Abastos—Frigorífico	soft clay	Michoacán, Sept. 19, 1985	8.1(M_s)	389	99.53, 77.52	0.10, 0.08
Central de Abastos—Oleina	soft clay	Michoacán, Sept. 19, 1985	8.1(M_s)	389	76.56, 67.95	0.08, 0.07
Colonia Roma	soft clay	Acapulco, April 25, 1989	6.9(M_s)	320	N90W, S00E	0.06, 0.05
Emeryville—Free Field South	bay mud	Loma Prieta, October 17, 1989	7.1(M_s)	97	350, 260	0.21, 0.26
Emeryville—Free Field North	bay mud	Loma Prieta, October 17, 1989	7.1(M_s)	97	350, 260	0.20, 0.22
Oakland—Outer Harbor Wharf	bay mud	Loma Prieta, October 17, 1989	7.1(M_s)	95	305, 125	0.27, 0.29
Treasure Island—Naval Base	fill	Loma Prieta, October 17, 1989	7.1(M_s)	98	90, 360	0.16, 0.10
San Francisco—International Airport	bay mud	Loma Prieta, October 17, 1989	7.1(M_s)	79	90, 360	0.33, 0.23
San Francisco—18-story commercial building	fill over bay mud	Loma Prieta, October 17, 1989	7.1(M_s)	95	980, 350	0.13, 0.16
Foster City—Redwood Shores	bay mud	Loma Prieta, October 17, 1989	7.1(M_s)	63	90, 0	0.28, 0.26

target ductility). The tolerance was chosen such that η was considered satisfactory if the computed ductility was within 1% of the target ductility.

The following values of target ductilities were selected for this investigation: 1 (elastic behavior), 2, 3, 4, 5, and 6. For each earthquake record and each target ductility the IRS were computed for a set of 50 periods. Due to the large number of records, ductilities, and periods of vibration combined with the computational effort involved in calculating constant displacement ductility IRS through iteration, this study was limited to SDOF systems that have a bilinear hysteretic behavior with a postelastic stiffness equal to 3% of the elastic stiffness and with a damping ratio of 5%.

It has been observed that the shape of both elastic and inelastic spectra varies greatly with changes of the predominant period of the ground motion (Miranda and Bertero 1991). For design purposes, what is important is to characterize the seismic demands on structures built on soft soils with fundamental periods that are shorter, longer, or near the predominant period. Thus, for ground motions recorded on very soft soil, the IRS were not computed for a fixed set of periods T but for a fixed set of 50 T/T_g ratios, where T_g is the predominant period of the ground motion, which in this

investigation is approximated by the period corresponding to t_p year and 5% damped SDOF system that experiences the maximum velocity. An example on the estimation of T_g for a soft soil site in the San Francisco Bay area are as shown in Fig. 1.

Strength demand spectra were normalized by peak ground acceleration $\max |u_g|$ (PGA) and by effective peak ground acceleration (EPA) as defined in the seismic provisions recommended by the Applied Technology Council (Tentative 1978)

$$EPA = \frac{\bar{S}_a}{2.5} \dots \dots \dots (6)$$

where \bar{S}_a = the average spectral acceleration of 5% damped SDOF systems with periods between 0.1 and 0.5 s.

It has been suggested that constant displacement ductility IRS can be computed by interpolation from constant strength IRS or constant yield displacement IRS (Elghadamsi et al. 1987; Mahin et al. 1983). While such procedure is conceptually correct and can produce significant computational savings, it has been shown (Miranda 1991) that it can lead to significant errors in the required lateral strength of a given system in order to avoid a certain ductility demand. The magnitude of the error will depend, among other factors, on: the interpolation method (linear or nonlinear), the spacing between interpolation points, the period of the structure, the target ductility, and the ground motion. In particular, an interpolation procedure to compute constant ductility IRS may produce significant errors when ductility demands do not increase monotonically as the yield strength of the structure decreases. In this case there is more than one strength corresponding to a given target ductility. An example of this phenomenon is illustrated in Fig. 2. It shows that there are three different normalized strengths η that produce a displacement ductility equal to 3. For seismic design only the root with the largest strength is of interest. This strength corresponds to the minimum

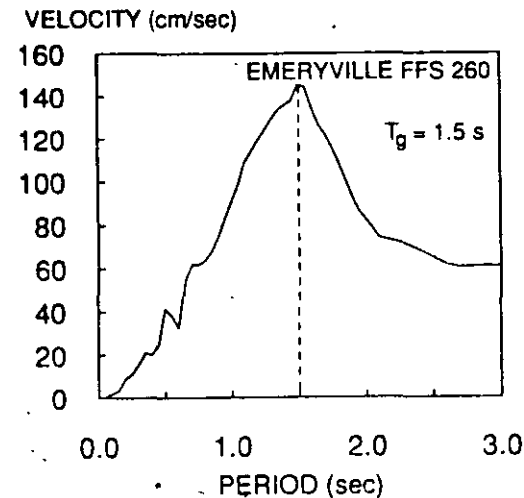


FIG. 1. Estimation of Predominant Period of Ground Motion Recorded in San Francisco Bay Area

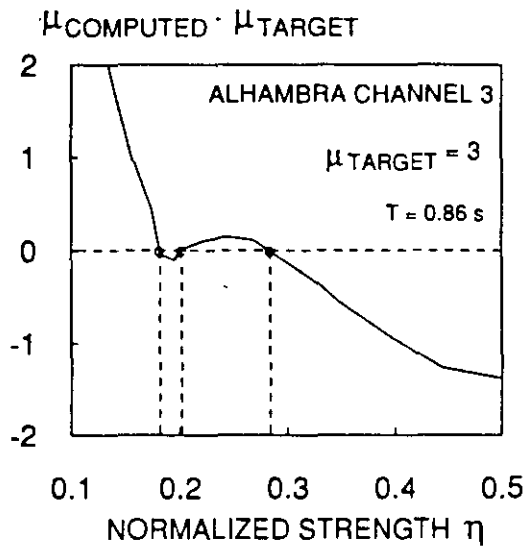


FIG. 2. Example of Multiple Yielding Strengths that Produce Same Ductility Demand

strength required by the structure (i.e., strength that needs to be supplied) in order to limit the ductility demand to the target ductility.

PRESENTATION OF RESULTS

Inelastic Strength Demands

For each soil category and each period (for each T/T_g ratio in the case of soft soils) normalized strength demands were averaged. The resulting mean strength demand spectra are shown in Fig. 3. The spectra are plotted for displacement ductility ratios of 1–6 (from top to bottom). It can be seen that the largest dynamic amplification factor (DAF) occurs for soft soil sites for periods that are close to the predominant period of the site. For the records considered in this study, the average DAF is more than 22% larger than that observed for rock and alluvium sites. This observation agrees well with DAF computed from ground motions recorded in the 1985 Mexican earthquake and the 1989 Loma Prieta earthquake where ground motions from firm sites and soft soil sites were obtained from relatively close stations (Bertero 1986; Bertero et al. 1991). However, some previous studies on LERS (Seed et al. 1974; Kiremidjian et al. 1980) presented larger DAFs for rock and alluvium sites than that of soft soil sites. There are two possible explanations for this difference: (1) Soft soils included in this study are softer than those included in previous investigations; and (2) in previous investigations average spectra were presented as a function of T and not as a function of T/T_g as is done in this study.

Independent of the normalizing parameter or the type of soil for ductility demands larger than 5, strength demands decrease monotonically with increasing period. It can also be observed that regardless of soil conditions and of the level of ductility, normalized strength demands are larger when the normalizing parameter is EPA than they are when PGA is used. This

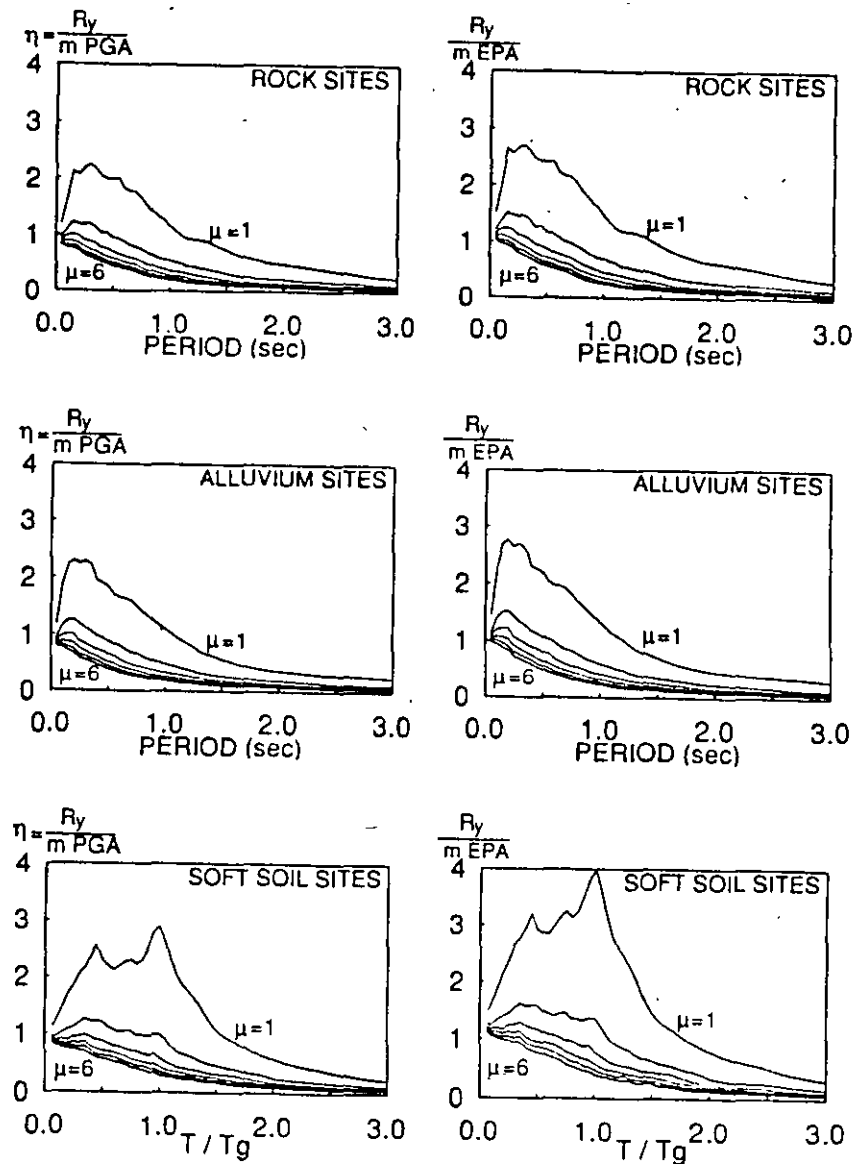


FIG. 3. Mean Normalized Strength Demand Spectra (μ from 1 to 6, Top to Bottom Line)

is a result of PGA being usually larger than EPA for a given ground motion. In the case of soft soil sites, the EPA, whose definition was based on ground motions recorded on firm sites, is considerably smaller than the PGA. It is recommended that the constant appearing in the denominator of (6) be modified according to the soil conditions at the recording station.

As shown in Fig. 3, the shape of elastic spectra differ significantly from

that elastic spectra. The larger the ductility demand, the larger this difference is. Site conditions significantly affect both elastic and inelastic strength demands. However, the effects are different for elastic systems from those on inelastic systems. This can be seen more clearly in Fig. 4, which compares the effects of site conditions on elastic strength demand and on inelastic strength demand. It clearly shows that factors that relate linear to inelastic spectra (i.e., force reduction factors) are site dependent.

While mean strength demand spectra provide information on the most probable demands on a structure, it is important to consider the dispersion of these demands. One way of measuring the dispersion is by computing the coefficient of variation (COV), which is defined as the ratio of the standard deviation to the mean. Fig. 5 presents COVs of strength demands normalized using PGA for ground motions recorded on rock. It shows that COVs are nearly the same for different levels of ductility, which means that

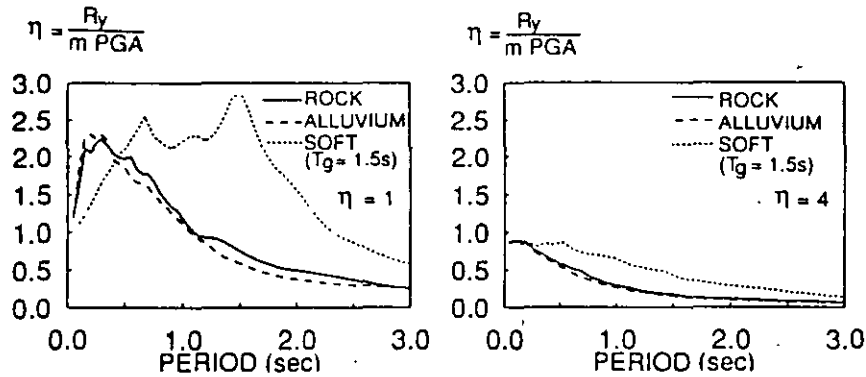


FIG. 4. Effects of Site conditions on Elastic Response Spectra and on Inelastic Response Spectra

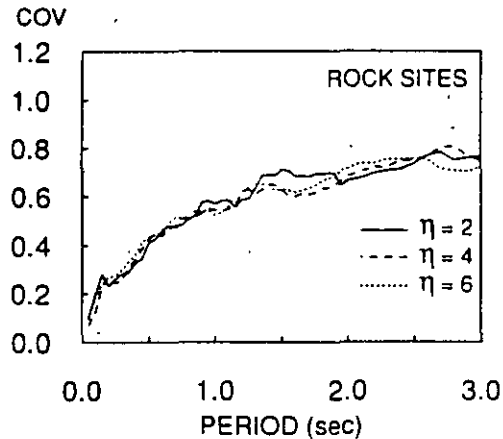


FIG. 5. COV of Strength Demands Normalized by PGA for Ground Motions Recorded on Rock Sites

the dispersion on inelastic strength demand does not increase with increasing ductility demands.

As noted in previous investigations (Nau and Hall 1982), the use of acceleration parameters to normalize the spectra produces an increase in dispersion in the long-period range. Relatively large COVs are produced in the long-period region; however, strength demands are usually very small in this region, and in general, the design of buildings in this region is more likely to be governed by lateral stiffness (i.e., story drift). As illustrated in Fig. 6, except for periods between 0.1 and 0.5 s, COVs are larger for spectra normalized using EPA than for spectra normalized using PGA.

There are many structures that because of their importance or the consequences of their failure are designed for forces higher than those corresponding to mean values. Strength demand spectra (normalized using PGA) corresponding to mean-plus-one standard deviation are shown in Fig. 7 for ground motions recorded on rock sites and recorded on soft soil sites. Analogous spectra for alluvium sites as well as those normalized using EPA can be found in Miranda (1991).

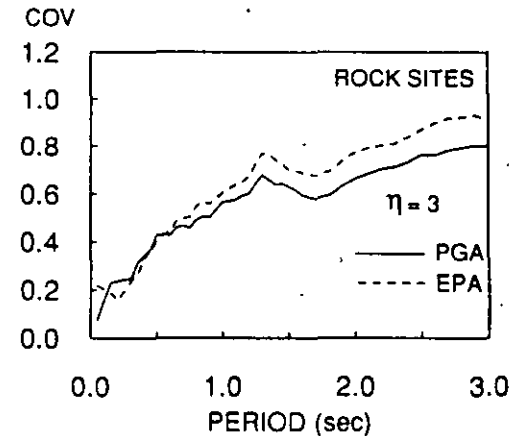


FIG. 6. Effect of Normalizing Parameter on COV of Normalized Inelastic Strength Demands

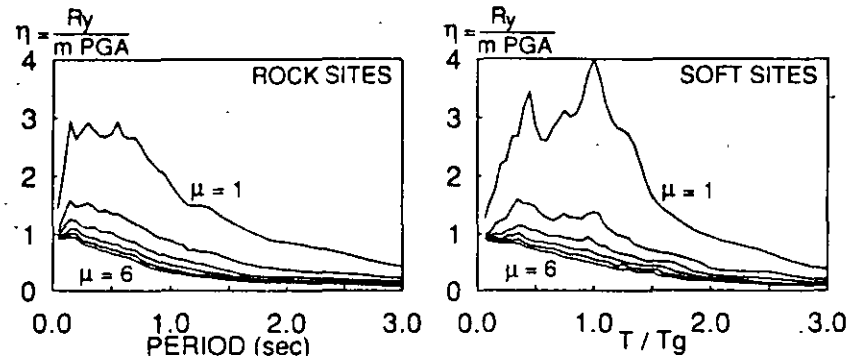


FIG. 7. Mean-Plus-One Standard Deviation Normalized Strength Demand Spectra

To study the effect of earthquake magnitude on IRS, records on each soil category were subdivided in groups according to the surface wave magnitude, M_s , of the earthquake in which they were recorded. Variations of normalized inelastic strength demands with changes in M_s for ground motions recorded on rock and for displacement ductilities of 2 and 4 are shown in Fig. 8. While normalized strength demands from records from a 7.1 magnitude earthquake are in general higher than those from earthquakes with magnitudes between 5.3 and 5.6, the same trend is not observed for magnitudes between 7.8 and 8.1. It should be noted that the number of records in each group is relatively small and that all records in the intermediate magnitude group are from the same earthquake (the Loma Prieta earthquake). Similarly earthquakes with magnitudes between 7.8 and 8.1 are related to subduction mechanisms. Further research is needed to establish the effect of magnitude on inelastic strength demands.

Inelastic Displacement Demands

A proper seismic design is attained when the strength and deformation capacity of the structure are larger than the corresponding demands. It is common practice to assume that inelastic displacements, $\Delta_{inelastic}$, are the same as elastic displacements, $\Delta_{elastic}$, and thus to use elastic analyses to estimate the inelastic displacements that the structure may undergo during severe earthquake ground motions.

To know to what extent inelastic displacements can be predicted using linear elastic analyses, the ratio of maximum inelastic to maximum elastic displacement was computed for a total of 31,000 different SDOF systems (product of 124 ground motions, 50 periods, and five levels of displacement ductility). Again, the results were classified and analyzed statistically according to the site conditions on each recording station.

Fig. 9 shows the mean displacement ratios, $\Delta_{inelastic}/\Delta_{elastic}$, for ground motions recorded on alluvium sites and soft soil sites. As observed in previous studies, in the short-period range inelastic displacement demands can be considerably larger than elastic demands. Previous studies have recommended fixed periods (independent of site conditions and μ) to specify spectral regions in which elastic analyses can be used to estimate inelastic displacement demands (Newmark et al. 1969; Riddell et al. 1979). However, it can be seen in Fig. 9 that these limiting periods are clearly dependent on

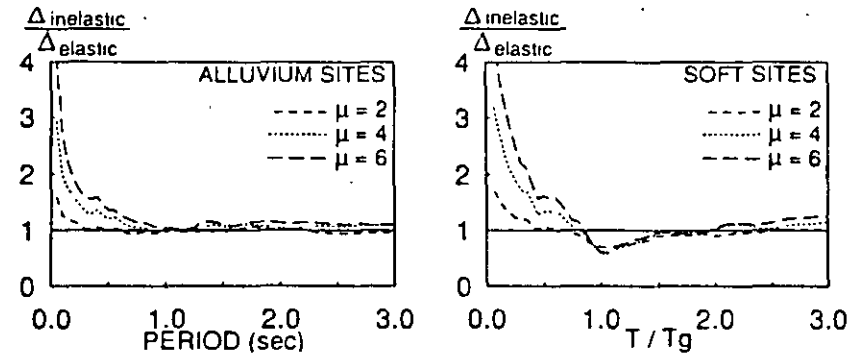


FIG. 9. Mean Displacement Ratios for Alluvium and Soft Soil Sites

ductility and on the local site conditions. For an alluvium site, for example, for a ductility of 2 the inelastic displacements are approximately the same as elastic displacements for periods greater than 0.4 s, while for a ductility of 6 such an assumption is only valid for periods greater than about 1.1 s. For structures built on soft soil and with periods near the site-predominant period, the maximum inelastic displacement can be up to 45% smaller than the maximum elastic displacement. On the other hand, for values $T < 2/3 T_c$, the inelastic displacements are significantly higher. The smaller the T/T_c ratio, the larger the difference is, and it tends to be proportional to the value of μ . For structures with periods longer than 1.5 times the predominant period of the site, the inelastic displacements are on average equal to the elastic displacements.

PRACTICAL IMPLICATIONS OF RESULTS

Inelastic Design Spectra

Current seismic loading for building structures in the United States and many other countries is based on the reduction of smoothed linear elastic design spectra (SLEDS) through empirical and period-independent reduction factors. As previously discussed, the difference between the shape of LERS and IRS increases with increase in ductility. Thus, the error in using period-independent reduction factors to estimate IRS from LERS also increases as ductility increases.

Elastic and inelastic design spectra recommended by the National Earthquake Hazard Reduction Program ("Recommended" 1988) for special moment-resisting space frames (SMRSF) compared with strength demands based on this study are shown in Fig. 10. Strength demands in this figure are computed using mean normalized strength demands assuming an EPA of 0.5 g for rock sites and of 0.4 g for the soft soil sites. The predominant period for the soft site is assumed to be 1.5 s. It shows that for rock sites, elastic strength demands are higher than the code elastic strength for periods between 0.1 and 2.2 s. For soft soil sites it can be seen that, despite the introduction of soil type S_3 , elastic demands are significantly higher than code elastic strengths for periods between 0.3 to 2.3 s. Comparing inelastic strength demands with code-reduced strength it can be seen that for periods smaller than 2.5 s the code-required strengths are smaller and in some cases

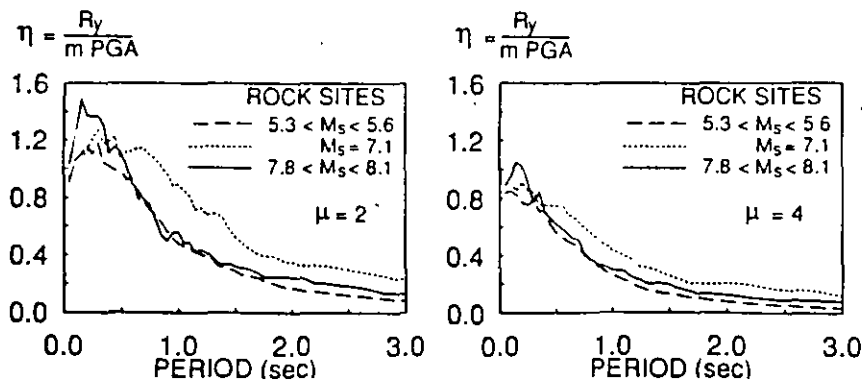


FIG. 8. Effect of Earthquake Magnitude on Inelastic Strength Demand Spectra

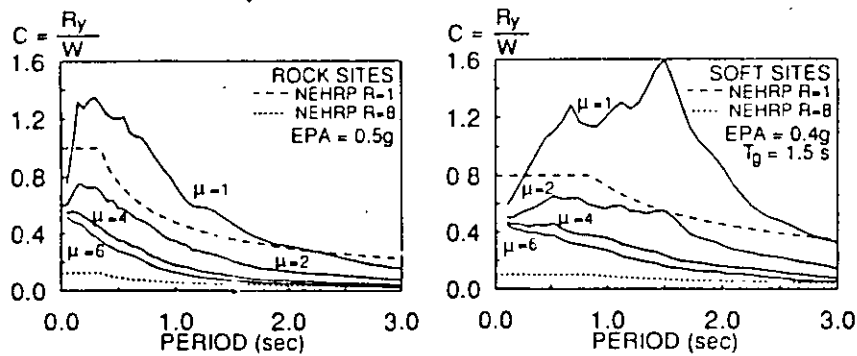


FIG. 10. Comparison of Mean Strength Demands with Those Required by 1988 NEHRP for SMRSF

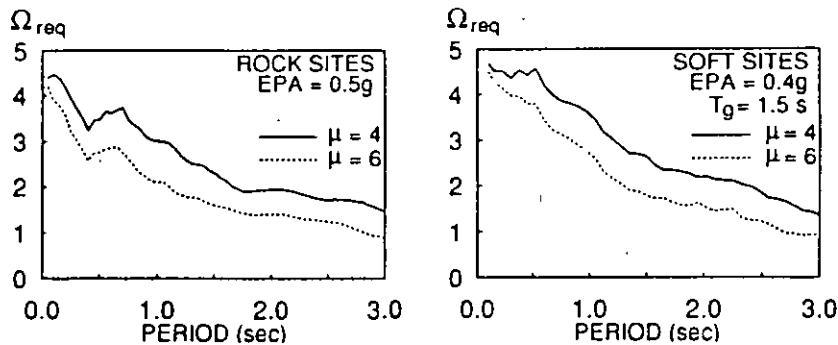


FIG. 11. Overstrengths Required in SMRSF Designed According to 1988 NEHRP in Order Not to Exceed Displacement Ductility Ratios of 4 and 6

four times smaller than strength required to avoid displacement ductility ratios of 6. This suggests that if SMRSF structures have only the minimum strength required by the NEHRP code they could collapse in the event of a large-magnitude earthquake.

Fortunately, as shown in various studies (Osteraas et al. 1990; Miranda 1991; Bertero et al. 1991), buildings designed according to current codes typically have a strength significantly higher than the one considered in design. This additional strength is usually referred to as overstrength. Fig. 11 shows the minimum overstrength required, Ω_{req} , by SMRSF designed according to NEHRP in order to avoid displacement ductility demands larger than 4 and larger than 6. It shows that, in general, required overstrengths increase with decreasing periods. In some cases SMRSF structures need to have a strength more than four times larger than the minimum required by the code in order to have an acceptable performance. While short-period structures are likely to have a higher overstrength than medium- and long-period structures, it is difficult to guarantee that all code-designed structures possess such large overstrengths.

The required overstrengths computed in Fig. 11 are based on mean strength demands. Much higher required overstrengths result if strength demands associated with smaller probability of occurrence (for example, mean-plus-one standard deviation strength demands) are considered, or higher EPAs are considered (which is likely to be the case for rock sites near the epicenter in large-magnitude earthquakes).

It should be noted that the results presented here are for SDOF. Required overstrengths for multi-degree-of-freedom (MDOF) systems are likely to be higher, particularly in the long-period range, and for buildings where inelastic deformations concentrate in only a few stories.

If the overstrength in the structure is less than the required overstrength, the structure is likely to suffer significant damage and possible collapse during severe earthquake ground motions. There is a need to study and calibrate the overstrength of new and existing buildings for a wide range of periods and structural systems.

Estimation of Lateral Drifts

There is a general consensus that both nonstructural and structural damage sustained during earthquake ground motions is primarily produced by lateral drifts. Therefore, a good estimation of lateral inelastic displacements is of great importance for the adequate design of structures in seismic regions. In current U.S. seismic codes, inelastic displacements are computed as the product of elastic displacements produced by the reduced seismic forces times an amplification factor. The NEHRP uses the displacement amplification factor C_d , and the UBC uses a factor of $3R_n/8$ where R_n is the force reduction factor (referred to in this code as system performance factor). For both provisions the amplification factors are period independent and empirical in nature. As shown in Fig. 9, the ratio of inelastic to elastic displacements is not only strongly period and ductility dependent, but also significantly influenced by site conditions. Thus, with deficiencies in the estimation of inelastic strength demands and on amplification factors, significant underestimation of inelastic deformations is expected to occur by using current code procedures, particularly for short-period structures.

CONCLUSIONS

Results from a comprehensive statistical study of both strength and deformation demands of SDOF inelastic systems when subjected to 124 ground motions recorded on different soil conditions has been presented. Based on these results, a number of general conclusions are made.

1. The shape of inelastic response spectra differs significantly from the shape of elastic response spectra. This difference depends on the level of inelastic deformation, the local site conditions, the period of vibration. Thus, direct scaling by using a period-independent factor of elastic spectra to obtain inelastic strength demands is neither rational nor conservative.
2. Dispersion of inelastic strength demands normalized by either PGA or EPA increases with increasing period. Except for periods below 0.5 s the use of EPA results in a larger dispersion than when PGA is used. For both normalizing parameters the dispersion on strength demands is approximately independent of the level of inelastic deformation.
3. Periods that limit the use of elastic analyses to estimate inelastic displacement demands were observed to depend on local site conditions and

11. Miranda, E., "Nonlinear Response Spectra for Earthquake Resistant Design," Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Spain, July 1992.
12. Nims, D.K., Miranda, E., Aiken, I.D., Whittaker, A.S., and Bertero, V.V., "Collapse of the Cypress Street Viaduct as a Result of the Loma Prieta Earthquake," Report No. UCB/EERC-89/16, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, November 1989.
13. Priestley, M.J.N., and Park, R., "Strength and Ductility of Bridge Substructures," Report No. 84-20, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand, December 1984.
14. Priestley, M.J.N., Seible, F., and Chai, Y.H., "Seismic Retrofitting of Bridge Columns," Department of Applied Mechanics and Engineering Sciences, University of California, San Diego, 1988.
15. Standard Specifications for Seismic Design of Highway Bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington D.C., 15th edition, 1991.
16. State of California, Department of Transportation, "Presentation by Caltrans to Governor's Board of Inquiry on the 1989 Loma Prieta Earthquake," Testimony presented by Caltrans to the Board of Inquiry, November 28, 1989.
17. Stone, W.C., and Cheok, G.S., "Inelastic Behavior of Full-Scale Bridge Columns Subjected to Cyclic Loading," Report No. 166, Building Science Series, National Institute of Standards and Technology, January 1989.

PROBABILISTIC SITE-DEPENDENT NON-LINEAR SPECTRA

EDUARDO MIRANDA*

Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, 1306 South 46th St., Richmond, CA 94804, U.S.A.

SUMMARY

This paper presents a probabilistic approach to the estimation of lateral strengths required to provide an adequate control of inelastic deformations in structures during severe earthquake ground motions. In contrast to a deterministic approach, the approach presented herein accounts explicitly for the variability of the response of non-linear systems due to the inherent uncertainties in the intensity and characteristics of the input excitation by considering the probability distribution of maximum inelastic strength demands. This study is based on the computation of non-linear strength demands of single-degree-of-freedom (SDOF) systems experiencing different levels of inelastic deformation when subjected to 124 recorded earthquake ground motions. Using empirical cumulative distribution functions site-dependent probabilistic non-linear spectra were computed for six probabilities of exceedance of different levels of inelastic deformation. It is concluded that the lateral strength required to control displacement ductility demands is significantly affected by the maximum tolerable inelastic deformation, the system's period of vibration, the local site conditions and the level of risk in exceeding the maximum tolerable deformations.

INTRODUCTION

Present seismic design philosophy establishes that a structure should resist frequent minor earthquakes without damage, occasional moderate earthquakes without structural damage and rare but probable earthquake ground motions without collapse. Several studies¹⁻³ have concluded that one of the major problems in the implementation of this design philosophy is that associated with the large uncertainty in predicting the intensity and characteristics of future earthquake ground motions at a given site.

Building structures are commonly analysed and designed using lateral forces that are based on deterministic response spectra combined with empirical reduction factors to account for force reductions due to inelastic behaviour.⁴ An important shortcoming of this approach is that it does not consider explicitly the uncertainty in the response due to the uncertainties in the excitation. A probabilistic approach allows for the explicit consideration and quantification of this uncertainty in the response of structures to earthquake ground motions.

Using random vibration techniques several investigations have developed procedures to estimate the maximum response of linear systems to random excitations.⁵⁻¹¹ In other investigations probability-based concepts have been applied in the computation of probabilistic response spectra for systems responding elastically.¹²⁻¹⁴ However, building structures designed according to the previously mentioned seismic design philosophy are likely to experience significant inelastic excursions whose corresponding forces and deformations cannot be predicted with linear elastic models.

There are only a few studies that have considered non-linear structural behaviour in the computation of probabilistic response spectra. Riddell and Newmark¹⁵ computed non-linear spectra by combining mean plus one standard deviation elastic spectra with mean deamplification factors. For a greater degree of conservatism, they provided probability distribution parameters to compute elastic spectra and deamplification factors associated with smaller probabilities of exceedance. Murakami and Penzien¹⁶, and more recently

*Research Engineer. Currently at the Department of Civil Engineering, Swiss Federal Institute of Technology, CH-1015, Lausanne, Switzerland.

Conte *et al.*,¹⁷ presented constant strength probabilistic non-linear response spectra (PNRS) based on artificially generated accelerograms. Neither of these two studies on PNRS considered the effect of soil conditions which according to several studies¹⁸⁻²⁰ can influence significantly the response of structures to earthquake ground motions.

The aim of this study is to improve the estimation of inelastic strength demands on structures when subjected to earthquakes. The objectives of this paper are threefold: (1) to study the probability distribution of inelastic spectral ordinates as functions of the period of vibration, level of inelastic deformation, and local site conditions, (2) to develop cumulative distribution functions based on the response of single-degree-of-freedom (SDOF) systems of 124 ground motions recorded in various earthquakes and (3) to present site-dependent PNRS associated with six levels of probability of non-exceedance for different levels of inelastic deformation.

INELASTIC STRENGTH DEMAND SPECTRUM

The response of a damped SDOF system when subjected to an earthquake excitation is given by

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + R = -m\ddot{x}_g \quad (1)$$

where m , c and R are the mass, damping coefficient and restoring force of the system, respectively; x is the relative displacement, x_g is the ground displacement and the dot over a quantity represents its derivative with respect to time. The initial period of the system is given by,

$$T = 2\pi \left(\frac{m}{k} \right)^{1/2} = 2\pi \left(\frac{m x_y}{R_y} \right)^{1/2} \quad (2)$$

where k is the initial stiffness of the system, R_y is the system's yield strength and x_y is the yield displacement.

A displacement response spectrum is a plot of the period of vibration (T) versus the maximum absolute value of the relative displacement of the SDOF system when subjected to a certain ground acceleration time history. In the case of systems responding in a non-linear fashion, it is convenient to plot the initial period of vibration (T) versus the displacement ductility ratio, defined as the ratio of the maximum absolute relative displacement to its yield displacement,

$$\mu = \frac{\max|x|}{x_y} \quad (3)$$

The displacement ductility ratio is thus an indicator of the level of inelastic deformation experienced by the system. A constant strength non-linear spectrum is a plot of the displacement ductility ratio (i.e. ductility demand) of system with period T having either constant strength or constant normalized strength.

In earthquake-resistant design, the structure must be dimensioned and detailed such that the local (storey and member) ductility demands are smaller than their corresponding capacities. Therefore, in the preliminary design of a building structure, there is a need to estimate the lateral strength (lateral load capacity) of the structure that is required to limit the global (structure) displacement ductility demand to a certain predetermined value, which results in the control of local ductility demands.

A constant displacement ductility non-linear spectrum is a plot of the lateral strength of a SDOF (with period T) required to limit the displacement ductility demand to a certain value (target ductility). Computation of a constant displacement ductility response spectrum involves iteration (for each period and each target ductility) on the lateral strength R_y using equation (1) until the computed ductility demand μ is, within a certain tolerance, the same as the target ductility. Thus, although the computation of constant ductility non-linear spectra, also referred to as inelastic strength demand spectra, can involve several times the computational effort than that involved in the computation of constant strength non-linear spectra, they are more useful in earthquake-resistant design.

Iteration on the lateral strength using equation (1) in some cases does not yield a unique result, i.e. there can be more than one lateral strength that produces the same displacement ductility demand. In those cases, only the largest lateral strength is of interest for design purposes. This lateral strength capacity corresponds

to the minimum strength required by the structure in order to limit the ductility demand to the target ductility.

EARTHQUAKE RECORDS AND SYSTEMS CONSIDERED

Unlike the response of linear systems, the response of non-linear systems is very sensitive to the characteristics of individual acceleration pulses and their sequence within an earthquake ground motion.^{20,21} Depending on how artificial acceleration time histories are generated they may or may not reproduce the characteristics of recorded ground motions. Given the uncertainties in the characteristics of future earthquake ground motions at a site, it is particularly important that a family of artificially generated earthquakes reflects the variability found in recorded motions. O'Connor and Ellingwood³ reported coefficients of variation 50 to 60 per cent higher in the response of non-linear systems subjected to an ensemble of 20 recorded ground motions than that of non-linear systems subjected to three different families of artificially generated ground motions.

For this study 124 ground motions recorded on various earthquakes were selected, with emphasis on those recorded on California and on those which have produced significant damage during the last six years. Most of the records selected represent the so-called 'free-field' conditions.

Ground motions were classified according to the local site conditions at the recorded station. For many sites there exists very limited information on the soils conditions; therefore, the site classification was based on a simple criterion and information which was available for all recording stations. Thus, ground motion records were classified into three categories: (1) those recorded on rock, (2) those recorded on alluvium and (3) those recorded on very soft soils deposits characterized by low shear wave velocities. Complete listing of all ground motions including some data on the earthquake in which they are recorded, the epicentral distance and the peak ground acceleration (PGA) are presented in Tables I-III.

A total of 37 200 inelastic strength demands were computed corresponding to six different levels of inelastic deformation (target ductilities), and 50 periods of vibration between 0.05 and 3.0 s when subjected to the selected acceleration time histories.

In the case of ground motions recorded on soft soils, the seismic demands on both linear and non-linear systems are strongly dependent on the predominant period of the motion.^{20,22} Thus, for records in this category the inelastic strength demands were not computed for a fixed set of periods T but for a fixed set of fifty T/T_g ratios, where T_g is the predominant period of the ground motion, which in this study is estimated to be equal to the period of a linear 5 per cent damped SDOF system where the maximum spectral velocity occurs.

Several studies have shown that the shape of hysteretic models with no strength degradation has practically no effect on the maximum response on non-linear systems;^{15,21,23} therefore, this study was limited to SDOF systems having a bilinear hysteretic behaviour with a postelastic stiffness equal to 3 per cent of the elastic stiffness and with a damping ratio of 5 per cent. Response time histories were computed by numerical step-by-step integration of equation (1) using the linear acceleration method with a variable time step to minimize violations of the energy balance when changes in the stiffness of the system occur. During iteration the inelastic strength demand was accepted as correct if the computed ductility demand was within 1 per cent of the target ductility. Computed mean and standard deviation of inelastic strength demands can be found in Reference 24.

PROBABILITY DISTRIBUTION OF INELASTIC SPECTRAL ORDINATES

Consideration of the uncertainty of the response of structures subjected to earthquake ground motions through a probabilistic approach requires the knowledge of the probability distribution of response parameters. Several investigations have been devoted to develop approximate methods for determining this probability distribution. Shinozuka and Yang⁷ showed that for a narrow-band process, the distribution of ordinates of linear systems can be approximated by the Weibull distribution. Vanmarcke⁸ developed an approximate expression of the probability distribution in terms of the first three moments of the power

Table I. Selected ground motions recorded at rock sites

Station name	Local site condition	Earthquake date	Magn.	Epict. dist. (km)	Comp.	PGA (g)
San Francisco Golden Gate Park	Siliceous sandstone	San Francisco 22 March 1957	5.3 (M _L)	11	N10E	0.08
Parkfield Cholame Shandon No. 2	Rock	Parkfield 27 June 1966	5.6 (M _L)	7	S80E	0.11
					N65E	0.48
Castaic Old Ridge Road	Sandstone	San Fernando 9 February 1971	6.5 (M _L)	29	N21E	0.32
					N69W	0.27
Llolleo	Sandstone and volcanic rock	Central Chile 3 March 1985	7.8 (M _S)	45	N10E	0.67
					S80E	0.43
Valparaiso	Volcanic rock	Central Chile 3 March 1985	7.8 (M _S)	84	N70E	0.18
					S20E	0.16
La Union	Metavolcanic rock	Michoacan 19 Sept. 1985	8.1 (M _S)	84	N00E	0.17
					N90E	0.15
La Villita	Gabbro rock	Michoacan 19 Sept. 1985	8.1 (M _S)	44	N00E	0.13
					N90E	0.12
Zihuatanejo	Tunalite rock	Michoacan 19 Sept. 1985	8.1 (M _S)	135	N90W	0.10
					S00E	0.16
Natl. Geogr. Institute	Balsamo formation	San Salvador 10 October 1986	5.4 (M _S)	5.7	270	0.53
					180	0.39
Inst. Urban Construction	Fluviate pumice rock	San Salvador 10 October 1986	5.4 (M _S)	5.3	90	0.38
					180	0.67
Geotech. Invest. Center	Fluviate pumice rock	San Salvador 10 October 1986	5.4 (M _S)	4.3	180	0.42
					90	0.68
Mt Wilson Caltech Seismic Station	Quartz diorite	Whittier-Narrows 1 October 1987	6.1 (M _L)	19	90	0.19
					360	0.13
Corralitos Eureka Canyon Road	Landslide deposits	Loma Prieta 17 October 1989	7.1 (M _S)	7	90	0.47
					360	0.62
Santa Cruz UCSC	Limestone	Loma Prieta 17 October 1989	7.1 (M _S)	16	90	0.41
					360	0.43
San Francisco Cliff House	Franciscan sandstone	Loma Prieta 17 October 1989	7.1 (M _S)	99	90	0.11
					0	0.07
San Francisco Pacific Heights	Franciscan sandstone	Loma Prieta 17 October 1989	7.1 (M _S)	97	360	0.05
					270	0.06
San Francisco Presidio	Serpentine	Loma Prieta 17 October 1989	7.1 (M _S)	98	90	0.20
					0	0.10
San Francisco Rincon Hill	Franciscan sandstone	Loma Prieta 17 October 1989	7.1 (M _S)	95	90	0.09
					360	0.08
Yerba Buena Island	Franciscan sandstone	Loma Prieta 17 October 1989	7.1 (M _S)	95	90	0.06
					360	0.03

Table II. Selected ground motions recorded at alluvium sites

Station name	Local site condition	Earthquake date	Magn.	Epictr. dist. (km)	Comp.	PGA (g)
El Centro Irrigation District	Alluvium	Imperial Valley 18 May 1940	6.3 (M _L)	8	S90W S00E	0.21 0.34
Taft Lincoln School Tunnel	Alluvium	Kern County 21 July 1952	7.7 (M _S)	56	N21E S69E	0.15 0.17
Figueroa 445 Figueroa St.	Alluvium	San Fernando 9 February 1971	6.5 (M _L)	41	N52E S38W	0.15 0.12
Hollywood Free field	Alluvium	San Fernando 9 February 1971	6.5 (M _L)	35	N90E S00W	0.21 0.17
Ave. Stars 1901 Ave. of the Stars	Silt and sand layers	San Fernando 9 February 1971	6.5 (M _L)	38	N46W S44W	0.14 0.15
Sendai city Kokutetsu Bldg.	Alluvium	Miyagi-Ken-Oki 12 June 1978	7.4 (M _S)	110	N90W N00E	0.44 0.24
Meloland Interstate 8 Overpass	Alluvium	Imperial Valley 15 October 1979	6.6 (M _L)	21	360 270	0.31 0.30
Bonds corner Highways 98 & 115	Alluvium	Imperial Valley 15 October 1979	6.6 (M _L)	3	S40E S50W	0.58 0.77
James Road El Centro Array # 5	Alluvium	Imperial Valley 15 October 1979	6.6 (M _L)	22	S40E S50W	0.52 0.37
Imperial V. College El Centro Array # 7	Alluvium	Imperial Valley 15 October 1979	6.6 (M _L)	21	S40E S50W	0.33 0.45
El Almendral	Compacted fill	Central Chile 3 March 1985	7.8 (M _S)	84	N50E S40E	0.29 0.16
Viña del mar	Alluvial sand	Central Chile 3 March 1985	7.8 (M _S)	88	N70W S20W	0.23 0.36
Zacatula	Alluvium	Michoacán 19 September 1985	8.1 (M _S)	49	S00E N90W	0.26 0.18
Alhambra Fremont School	Alluvium	Whittier-Narrows 1 October 1987	6.1 (M _L)	7	270 180	0.40 0.30
Altadena Eaton Canyon Park	Alluvium	Whittier-Narrows 1 October 1987	6.1 (M _L)	13	90 360	0.16 0.31
Burbank Cal. Fed. Savings Bldg.	Alluvium	Whittier-Narrows 1 October 1987	6.1 (M _L)	26	130 40	0.22 0.17
Downey County Maint. Bldg.	Deep alluvium	Whittier-Narrows 1 October 1987	6.1 (M _L)	17	270 180	0.16 0.20
Inglewood Union Oil Yard	Terrace deposits	Whittier-Narrows 1 October 1987	6.1 (M _L)	25	90 360	0.23 0.27
Los Angeles 116th St. School	Terrace deposits	Whittier-Narrows 1 October 1987	6.1 (M _L)	22	360 270	0.40 0.29

Table II. (Contd.)

Station name	Local site condition	Earthquake date	Magn.	Epict. dist. (km)	Comp.	PGA (g)
Los Angeles Baldwin Hills	Alluvium over shale	Whittier-Narrows 1 October 1987	6.1 (M _L)	27	90 360	0.17 0.15
Los Angeles Hollywood Storage FF	Alluvium	Whittier-Narrows 1 October 1987	6.1 (M _L)	25	90 360	0.12 0.21
Los Angeles Obregon Park	Alluvium	Whittier-Narrows 1 October 1987	6.1 (M _L)	10	360 270	0.44 0.45
Long Beach Rancho Los Cerritos	Alluvium	Whittier-Narrows 1 October 1987	6.1 (M _L)	27	90 360	0.25 0.15
San Marino Southwestern Academy	Alluvium	Whittier-Narrows 1 October 1987	6.1 (M _L)	8	360 270	0.20 0.15
Tarzana Cedar Hill Nursery	Alluvium	Whittier-Narrows 1 October 1987	6.1 (M _L)	44	90 360	0.63 0.46
Whittier 7215 Bright Tower	Alluvium	Whittier-Narrows 1 October 1987	6.1 (M _L)	10	90 360	0.63 0.43
Alba 900 S. Fremont	Alluvium	Whittier-Narrows 1 October 1987	6.1 (M _L)	8	90 360	0.29 0.25
Capitola Fire Station	Alluvium	Loma Prieta 17 October 1987	7.1 (M _S)	9	90 360	0.39 0.46
Hollister South & Pine	Alluvium	Loma Prieta 17 October 1989	7.1 (M _S)	48	90 360	0.17 0.36
Oakland 2-Storey Office Bldg.	Alluvium	Loma Prieta 17 October 1989	7.1 (M _S)	92	290 200	0.24 0.19
Stanford Parking Garage	Alluvium	Loma Prieta 17 October 1989	7.1 (M _S)	51	360 90	0.26 0.22

Table III. Selected ground motions recorded at soft sites

Station name	Local site condition	Earthquake date	Magn.	Epictr. dist. (km)	Comp.	PGA (g)
Bucharest Building Research Inst.	Soft	Romania 4 March 1977	7.1 (M_S)	174	EW SN	0.17 0.20
SCT Sria. de Comunic. y Transport	Soft clay	Michoacán 19 September 1985	8.1 (M_S)	385	N90W S00E	0.17 0.10
Central de abastos Frigorifico	Soft clay	Michoacán 19 September 1985	8.1 (M_S)	389	99.53 77.52	0.10 0.08
Central de abastos Oficina	Soft clay	Michoacán 19 September 1985	8.1 (M_S)	389	76.56 67.95	0.08 0.07
Colonia Roma	Soft clay	Acapulco 25 April 1989	6.9 (M_S)	320	N90W S00E	0.06 0.05
Emeryville Free Field South	Bay mud	Loma Prieta 17 October 1989	7.1 (M_S)	97	350 260	0.21 0.26
Emeryville Free Field North	Bay mud	Loma Prieta 17 October 1989	7.1 (M_S)	97	350 260	0.20 0.22
Oakland Outer Harbor Wharf	Bay mud	Loma Prieta 17 October 1989	7.1 (M_S)	95	305 125	0.27 0.29
Treasure island Naval Base	Fill	Loma Prieta 17 October 1989	7.1 (M_S)	98	90 360	0.16 0.10
San Francisco International Airport	Bay mud	Loma Prieta 17 October 1989	7.1 (M_S)	79	90 360	0.33 0.23
San Francisco 18-Storey Commercial Bldg.	Fill over bay mud	Loma Prieta 17 October 1989	7.1 (M_S)	95	980 350	0.13 0.16
Foster City Redwood Shores	Bay mud	Loma Prieta 17 October 1989	7.1 (M_S)	63	90 0	0.28 0.26

PROBABILISTIC SITE-DEPENDENT NON-LINEAR SPECTRA

spectral density functions assuming the earthquake ground motion to be a stationary Gaussian zero mean process. Based on the results presented by Davenport,⁶ Der Kiureghian⁹ developed semi-empirical expressions for the reduced rate of crossings and for peak factors that are consistent with the probability distribution proposed by Vanmarcke. Yang and Liu¹¹ showed that if the number of extreme values is large and if they are statistically independent, the probability distribution approaches asymptotically Gumbel's type III extreme-value probability distribution (the Weibull distribution). Furthermore, they showed that if the input excitation is assumed stationary, the probability distribution reduces to Rayleigh's distribution.

Before studying the probability distribution of inelastic structural ordinates, for each ground motion inelastic strength demands were normalized by the maximum base shear produced in a rigid system. This normalization procedure is equivalent to normalizing the ground motions to a peak ground acceleration equal to 1 g. In the long-period range this normalization will typically result in an increase in dispersion with increasing period of vibration.²² However, inelastic strength demands in this period range are generally much smaller than those in the short- and medium-period ranges. As illustrated in Figure 1, the resulting normalized inelastic strength demand, η , is a random variable whose probability distribution is unknown. This normalized inelastic strength demand is given by

$$\eta = \frac{R_y}{m \max |\ddot{x}_g|} = \frac{C_y g}{\max |\ddot{x}_g|} \quad (4)$$

where g is the acceleration due to gravity and C_y is the seismic coefficient defined as the ratio of the lateral strength of the system to its weight.

In this study attempts were made to fit the probability distribution computed from the statistical data to the following five theoretical probability density functions (PDF):

Normal:

$$f(\eta) = [2\pi\sigma^2]^{-1/2} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\eta - \phi}{\sigma} \right)^2 \right] \quad (5)$$

Lognormal:

$$f(\eta) = [2\pi\sigma^2\eta^2]^{-1/2} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln \eta - \phi}{\sigma} \right)^2 \right] \quad (6)$$

Gumbel type I:

$$f(\eta) = \frac{1}{\sigma} \exp \left\{ -\frac{1}{\sigma}(\eta - \phi) - \exp \left[-\frac{1}{\sigma}(\eta - \phi) \right] \right\} \quad (7)$$

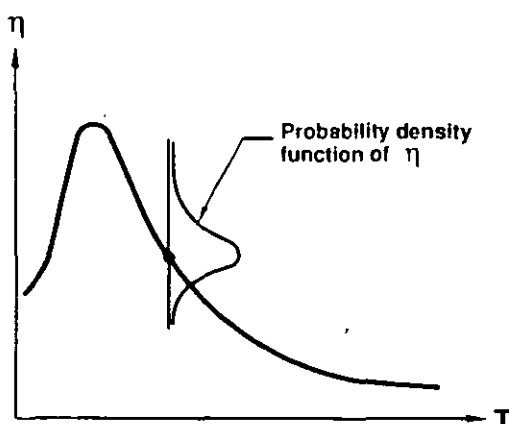


Figure 1. Normalized inelastic strength demand spectrum showing the uncertainty in the prediction of inelastic strength demands in future earthquakes

Weibull:

$$f(\eta) = \alpha\beta\eta^{\alpha-1} \exp(-\beta\eta^\alpha) \tag{8}$$

Gamma:

$$f(\eta) = \frac{\beta}{\Gamma(\delta)} \eta^{\delta-1} \exp(-\beta\eta) \tag{9}$$

where $\alpha, \beta, \delta, \phi$ and σ are probability distribution parameters and $\Gamma(\)$ is the gamma function, which is defined as,

$$\Gamma(y) = \int_0^\infty z^{y-1} \exp(-z) dz \tag{10}$$

Two methods are available to determine whether the assumption of the data being distributed according to a certain theoretical PDF is reasonable: (mainly) goodness-of-fit (GOF) plots of probability paper and analytic distributional tests. In the first method the sorted data is plotted against the quantiles corresponding to different probability distributions. In the second method an analytic parameter is computed, which provides a basis to accept or reject the hypothesis of a certain theoretical probability distribution according to a certain level of probability of a type 1 error. For cases where there exists no closed-form analytical expression for the cumulative distribution function (i.e. normal, log-normal and gamma distributions) the quantiles were computed by numerical integration of the PDF together with a *regula falsi* root-finding method. For each probability distribution and each soil group 300 GOF plots were computed (corresponding to each level of inelastic deformation and each period or each T/T_g ratio).

Examples of GOF plots corresponding to a particular period and a particular level of inelastic deformation for ground motions recorded on alluvium are shown in Figure 2. For all three site conditions, scatter of the data was observed to increase with increasing periods (with increasing T/T_g ratios in the case of soft soils).

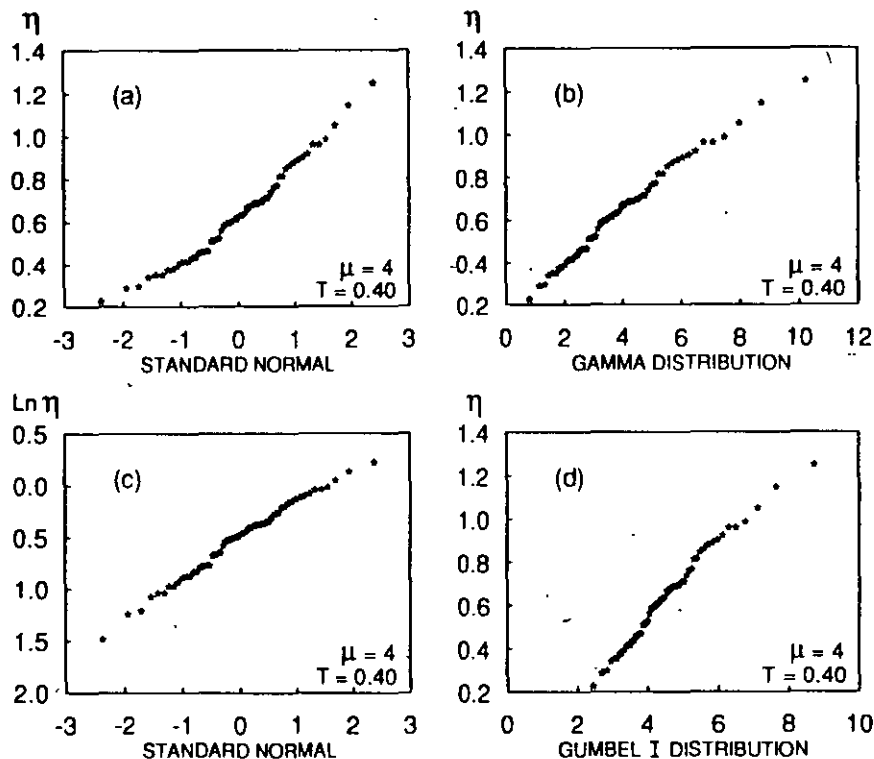


Figure 2. Goodness-of-fit plots for systems with $T = 0.4$ and $\mu = 4$ when subjected to ground motions recorded on alluvium using the following probability distributions: (a) normal; (b) gamma; (c) log-normal; (d) Gumbel type I

In addition to the GOF plots, the analytical test method was used to test each probability distribution. The W test was used for all probability distributions except for the gamma distribution, in which a chi-square was employed. For description of these tests the reader is referred to Reference 25.

If the choice of a certain model is found to be reasonable, the parameters of the distribution can be computed to obtain estimates of the cumulative probability distribution function (CDF) that best fits the data. Examples of computed CDFs are shown in Figure 3. These CDFs correspond to systems with a period of 0.3 s undergoing a displacement ductility ratio of four when subjected to ground motions recorded on alluvium sites. In this case it can be seen that the normal and Rayleigh (a special case of the Weibull distribution with $\alpha = 2$) give the poorest fit of the data.

For all levels of inelastic deformation, the fit of the computed CDF to that of the data was better in the low period range than in the high period range. In general, the best fit to the data was provided by the gamma distribution, followed by the Gumbel type I distribution and the Weibull distribution. One disadvantage of using the Weibull distribution is that the estimation of the parameters α and β requires the solution of two non-linear equations when using the maximum-likelihood technique. For the normal, lognormal and Gumbel distributions, a better fit was obtained by using linear regression analyses on the GOF plot data than when using the matching moment technique. In the case of the gamma distribution the latter technique yielded an adequate fit.

PROBABILISTIC NON-LINEAR SPECTRUM

If the probability distribution of inelastic strength demands is known, the computation of a probabilistic non-linear spectrum is reduced to finding (for each period T_k) the normalized strength (that needs to be supplied to the structure) required to avoid with a predetermined probability of non-exceedance of a ductility demand larger than the target ductility demand, μ_j .

If the displacement ductility demand is considered as a random variable, then for a system with a given normalized strength, η_i , the probability of having a ductility demand less than or equal to a certain predetermined ductility μ_j is given by,

$$F_i(\mu_j) = P(\mu \leq \mu_j) = \int_0^{\mu_j} f_i(\mu) d\mu \quad (11)$$

where $f_i(\mu)$ and $F_i(\mu)$, respectively, are the PDF and CDF of μ corresponding to a certain strength capacity, η_i . Since the strengths required to limit the ductility demand to different target ductilities have been computed, for design purposes equation (11) can be rewritten as

$$F_j(\eta_i) = P(\eta \leq \eta_i) = \int_0^{\eta_i} f_j(\eta) d\eta \quad (12)$$

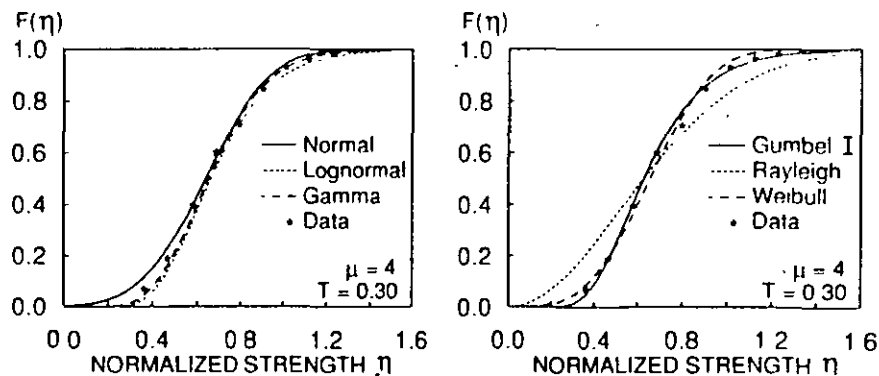


Figure 3. Cumulative distribution functions for systems with $T = 0.3$ and $\mu = 4$ when subjected to ground motions recorded on alluvium

where $f_j(\eta)$ and $F_j(\eta)$, respectively, are the PDF and CDF of η associated with a target ductility μ_j . The corresponding probability of exceedance of the target ductility μ_j is given by

$$P(\mu > \mu_j) = P(\eta > \eta_i) = 1 - F_j(\eta_i) \quad (13)$$

Thus, as illustrated in Figure 4, for a given target probability of non-exceedance, the normalized inelastic strength demand that needs to be supplied to the structure, η_i (in order to avoid ductility demands larger than μ_j) can be computed from the CDF of η .

As mentioned in the previous section, $f_i(\mu)$, $F_i(\mu)$, $f_j(\eta)$ and $F_j(\eta)$ are not known. In their study Murakami and Penzien¹⁶ assumed $F_i(\mu)$ to be a Gumbel type I extreme-value probability distribution, while Conte *et al.*¹⁷ assumed $F_i(\mu)$ to be a log-normal probability distribution. In this study, the PNRS were computed by using the CDF $F_j(\eta)$ calculated from the response of 300 systems subjected to 124 recorded ground motions. The advantage of this approach over the one used in the aforementioned studies is that the resulting empirical PNRS are based on no assumption regarding the probability distribution of inelastic spectral ordinates.

For each soil condition, each period of vibration (each T/T_g for soft soils) and target ductilities ranging from 1 to 6, normalized inelastic strength demands were computed for six probabilities of non-exceedance, namely, $F(\eta_i) = 50, 60, 70, 80, 90$ and 95 per cent, which correspond to probabilities of exceedance of the target ductility of 50, 40, 30, 20, 10 and 5 per cent respectively. The resulting 5400 inelastic strength demands classified according to soil conditions, probability of non-exceedance and level of inelastic deformation are shown in Figures 5–7.

As shown in these figures, for all levels of probability, the lateral strength capacity required to control inelastic deformations is significantly affected by the period of vibration of the system and the target ductility ratio. For ductility ratios smaller than three and for systems subjected to rock and alluvium ground motions, strength demands typically increase with increasing period up to a period which lies between 0.2 and 0.4 s. Beyond this period, strength demands decrease with increasing period of vibration. Regardless of the soil condition, for displacement ductility ratio greater than four, lateral strength demands decrease with increasing periods.

A comparison of strength demands for systems of different soil conditions is shown in Figure 8. The figure corresponds to lateral strengths required to avoid ductility ratios larger than 2 with a 20 per cent probability of exceedance and to lateral strengths required to avoid ductility ratios larger than three with a 10 per cent probability of exceedance. A predominant period of 1.5 s is assumed for the soft soil site. In both cases, for periods of vibration greater than 0.6 s, required lateral strengths are significantly larger for systems subjected to ground motions recorded on soft soil sites than for systems subjected to ground motions recorded on either rock or alluvium sites. For certain periods, the computed required strength for structures on soft soil is more than twice that required for structures on rock or alluvium sites.

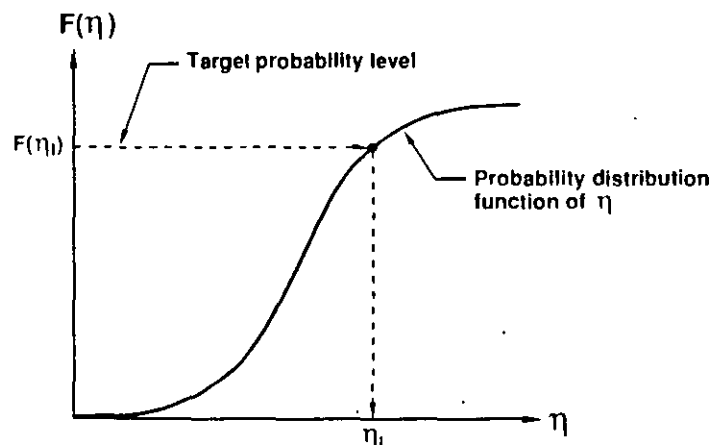


Figure 4. Computation of probabilistic strength demand spectral ordinates using cumulative distribution functions

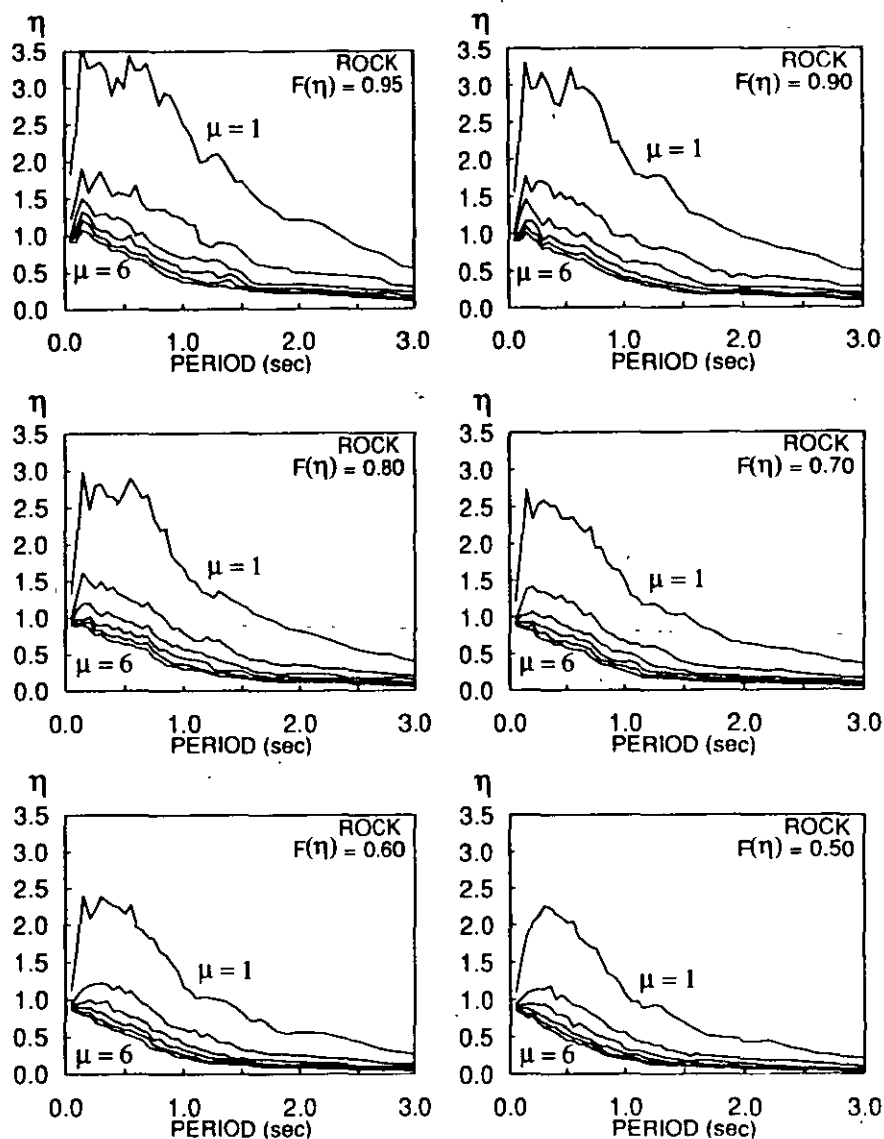


Figure 5. Probabilistic non-linear spectra of normalized strength demands for rock sites ($\mu = 1, 2, 3, 4, 5, 6$)

A comparison of lateral strength demands required to avoid a given maximum tolerable ductility ratio for three different probabilities of occurrence is shown in Figure 9. Strength demands shown in this figure were calculated for systems undergoing ductility demands of two and six when subjected to ground motions recorded on alluvium sites. As shown in this figure, consideration of a smaller probability of exceedance of the target ductility ratio (i.e. a larger value of $F(\eta)$) produces an approximately period-independent difference in strength demand. In general, this difference in lateral strength decreases with increasing ductility ratio. The corresponding increase in lateral strength (additional strength relative to the median), however, increases with increasing period.

Probabilistic non-linear response spectra computed in this investigation provide a more rational estimation of design forces than the one offered by deterministic response spectra, since they allow the designer to estimate the required lateral strength capacity corresponding to target probabilities of non-exceedance, which may be different for different levels of inelastic deformations or for different levels of maximum ground acceleration. An illustrative example on the use of the PNRS is presented in the Appendix.

Inelastic strength demands shown in Figures 5-7 are based on response of SDOF systems undergoing various levels of maximum inelastic deformation when subjected to a relatively large number of recorded earthquake ground motions. The extrapolation of these results to MDOF structures requires the knowledge of the relationship between local (storey) ductility demands and the global (structure) ductility demand. This

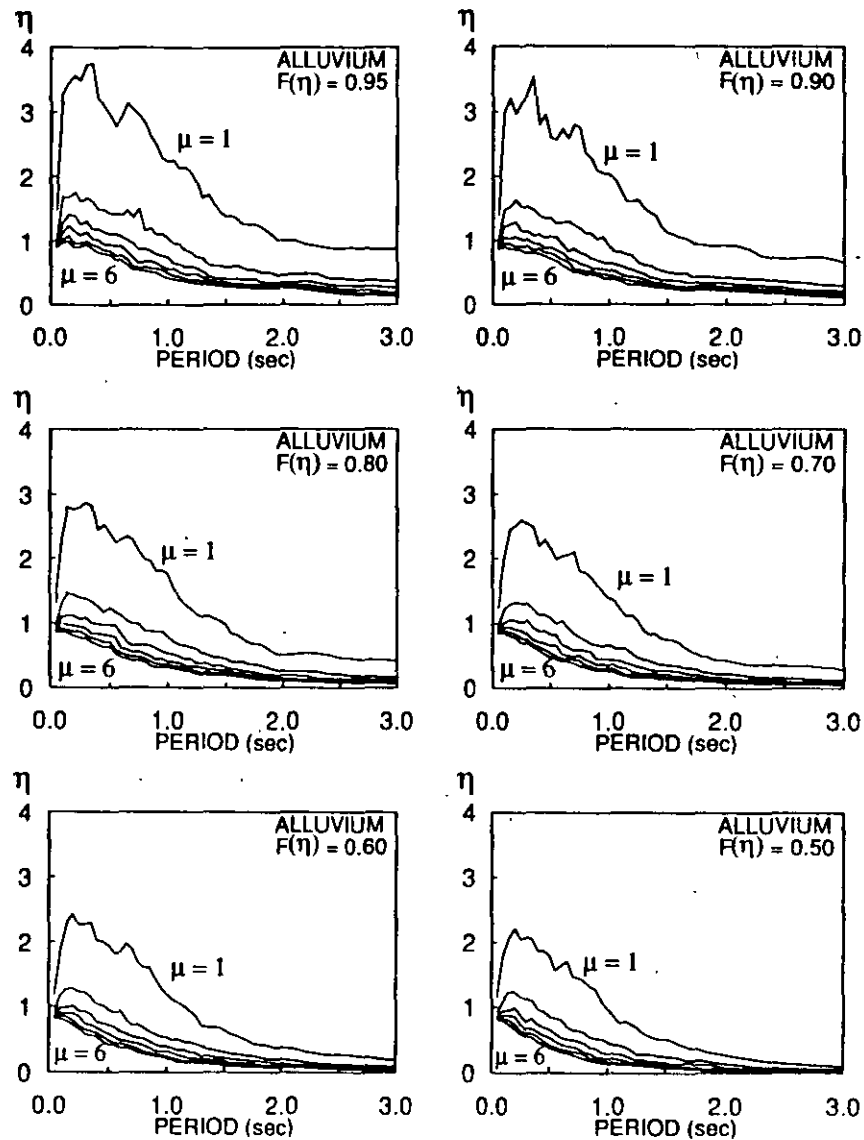


Figure 6. Probabilistic non-linear spectra of normalized strength demands for alluvium sites ($\mu = 1, 2, 3, 4, 5, 6$)

relationship, which varies with the level of imposed lateral deformation, is a function of both, the distribution of inelastic deformations within the structure and the ground motion. For many types of structures, an approximation of this relationship can be obtained through non-linear static analyses.^{22,26} Another approximate procedure to extend the results of SDOF systems to the design of MDOF structures has recently been proposed by Nassar and Krawinkler.²³

SUMMARY AND CONCLUSIONS

Uncertainties in the response of non-linear systems when subjected to earthquake ground motions were studied by computing the lateral strength capacity of SDOF systems required to control inelastic deformations below predetermined displacement ductility ratios. A total of 37 200 inelastic strength demands were computed corresponding to six levels of inelastic deformation and 50 periods (or T/T_g ratios) when subjected to 124 ground motions.

Attempts were made to fit the probability distribution of normalized inelastic strength demands computed from the statistical data to five theoretical probability distributions. For all levels of inelastic deformation,

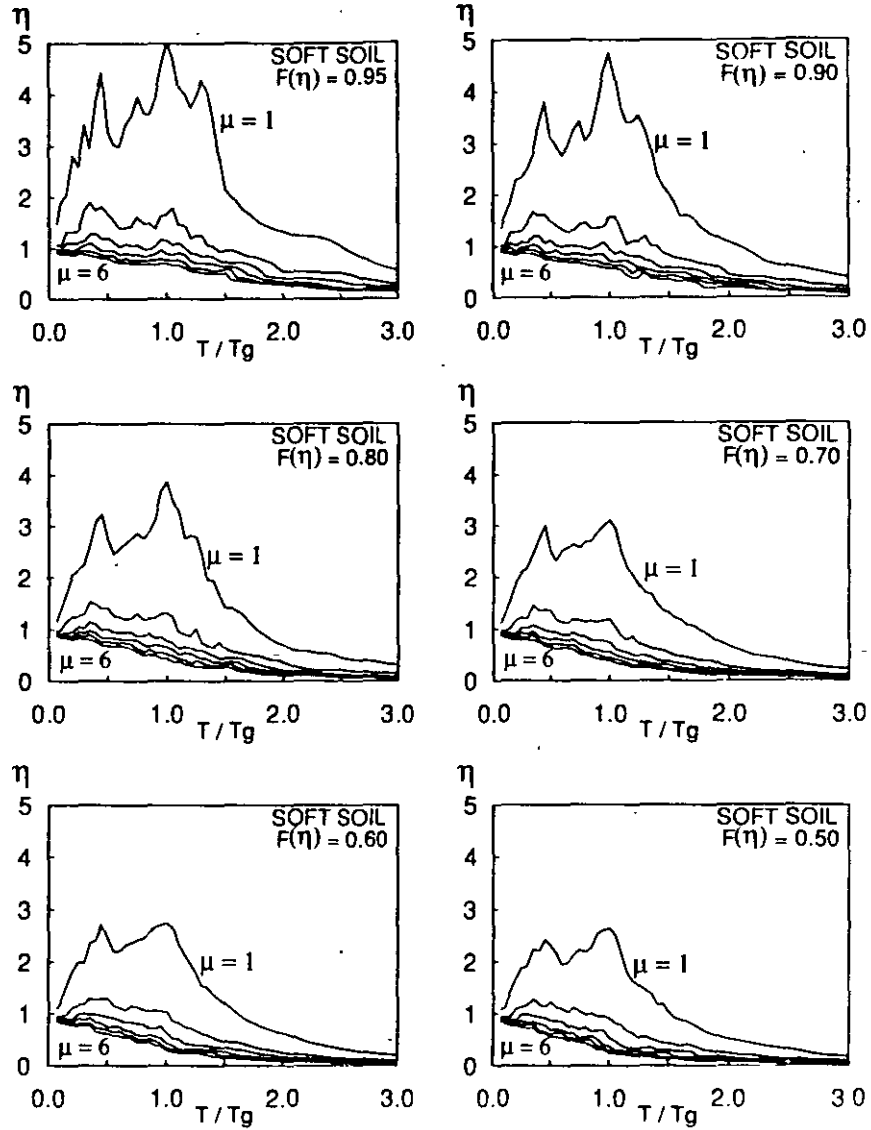


Figure 7 Probabilistic non-linear spectra of normalized strength demands for soft soil sites ($\mu = 1, 2, 3, 4, 5, 6$)

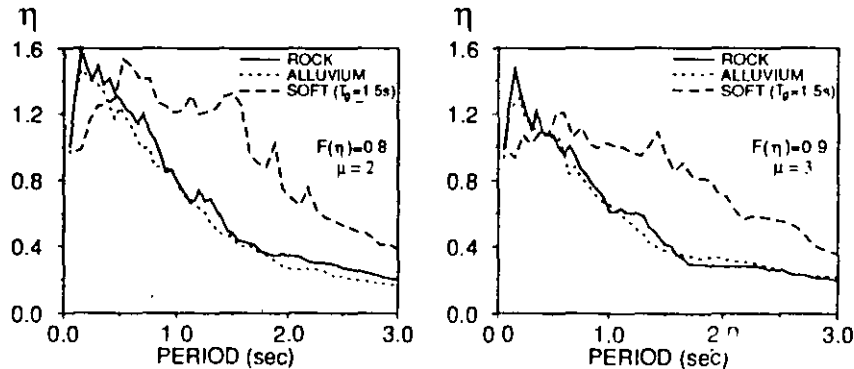


Figure 8. Effect of soil conditions on the lateral strength capacity required to control the maximum inelastic deformation

the fit of the cumulative distribution function was better in the low period range than in the high period range. In general, the best fit was provided by the gamma distribution followed by the Gumbel type and Weibull distributions.

Using empirical cumulative distribution functions site-dependent probabilistic non-linear spectra were computed for six probabilities of exceedance of different levels of inelastic deformation. The lateral strength

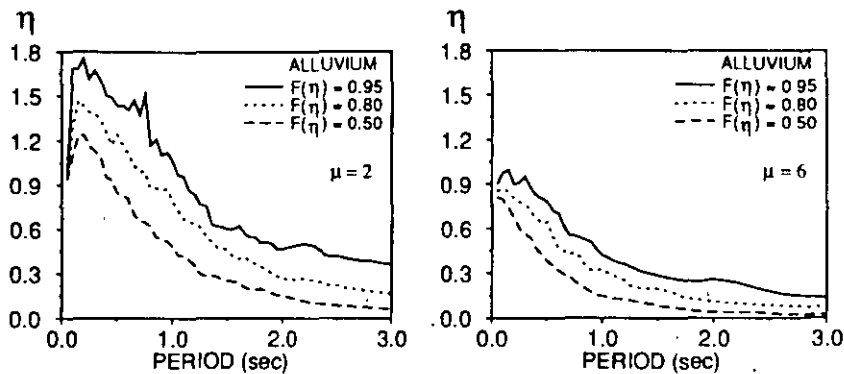


Figure 9. Effect of the probability of exceedance on the lateral strength capacity required to control the maximum inelastic deformation

required to control ductility demands is significantly affected by: (1) the maximum tolerable ductility demand, (2) probability of exceedance of the tolerable demand, (3) local site conditions and (4) the period of vibration of the system. In the case of soft soils, the required lateral strengths are also strongly dependent on the predominant period of the ground motion.

In contrast to the deterministic spectra, the spectra presented herein allow the estimation of the lateral strength that needs to be supplied to the structure which is associated with different probabilities of exceedance of predetermined levels of inelastic deformations. Thus, these PNRS explicitly account for the uncertainty in the response of non-linear systems when subjected to earthquake ground motions. Furthermore, they provide a clear insight into the variability aspects of the response of non-linear systems due to the inherent uncertainties in the intensity and characteristics of the earthquake excitation.

ACKNOWLEDGEMENTS

Part of the work presented in this paper was conducted while the author was a graduate student at the University of California at Berkeley working under the supervision of Vitelmo V. Bertero, whose guidance is greatly appreciated. The writer also would like to acknowledge J. P. Conte for his useful comments on this paper.

APPENDIX

This example illustrates the estimation of the inelastic strength demand of a SDOF system to an earthquake ground motion with a specified maximum ground acceleration.

It is assumed that the structure has a period of vibration of 0.8 s, 5 per cent damping and is located on alluvium. The site is likely to experience a maximum ground acceleration of 0.10 g during minor earthquakes and a maximum ground acceleration of 0.6 g during severe earthquakes. It is required to:

- (a) Estimate the lateral strength required to maintain the system elastic (i.e. $\mu = 1$) during minor earthquakes with a confidence level (probability of non-exceedance) of 90 per cent.
- (b) Estimate the lateral strength capacity associated with a 20 per cent probability of exceedance of a displacement ductility demand of three during severe earthquakes.

For alluvium sites the normalized inelastic strength demands can be obtained from Figure 6. To estimate the strength required in (a) the spectra corresponding to $F(\eta) = 0.9$ is used together with a $\mu = 1$ and a period of 0.8 s, to find a normalized strength demand $\eta = 2.35$. The corresponding lateral strength is obtained from equation (4)

$$R_y = m\eta \max |\ddot{x}_g| = m2.35(0.10g) = m0.24g$$

where m is the mass of the system.

To estimate the strength required in (b) the spectra corresponding to $F(\eta) = 0.8$ (probability of exceedance of 20 per cent) is used together with $\mu = 3$ and a period of 0.8s. From Figure 6 we get $\eta = 0.68$. The corresponding lateral strength is given by

$$R_y = m\eta \max |\ddot{x}_g| = m 0.68(0.60g) = m0.41g$$

Thus, the strength required in (b) controls the design of the structure.

REFERENCES

1. M. A. Austin, K. S. Pister and S. A. Mahin, 'Probabilistic design of earthquake-resistant structures', *J. struct. eng. ASCE* **113**, 1642-1659 (1987).
2. H. Hwang, B. Ellingwood, M. Shinozuka and M. Reich, 'Probability-based design criteria for nuclear plant structures', *J. struct. eng. ASCE* **113**, 925-942 (1987).
3. J. M. O'Connor and B. Ellingwood, 'Reliability of nonlinear structures with seismic loading', *J. struct. eng. ASCE* **113**, 1011-1028 (1987).
4. *Earthquake Resistant Regulations—A World List*, Int'l. Assoc. of Earthquake Eng., Tsukuba, Japan, 1992.
5. D. E. Cartwright and M. S. Longuet-Higgins, 'The statistical distribution of maxima of a random function', *Proc. roy. soc. Lond.* **327**, 212-232 (1956).
6. A. G. Davenport, 'Note on the distribution of the largest value of a random function with application to gust loading', *Proc. inst. civil eng.* **28**, 187-196 (1964).
7. M. Shinozuka and J-N. Yang, 'Peak structural response to nonstationary random excitations', *J. sound vib.* **16**, 505-517 (1971).
8. E. H. Vanmarcke, 'On the distribution of the first-passage time for normal stationary random processes', *J. appl. mech. ASME* **42**, 215-220 (1975).
9. A. Der Kiureghian, 'Structural response to stationary excitation', *J. eng. mech. div. ASCE* **106**, 1195-1213 (1980).
10. A. Amini and M. D. Trifunac, 'Distribution of peaks in linear earthquake response', *J. eng. mech. div. ASCE* **107**, 207-226 (1981).
11. J-N. Yang and S. C. Liu, 'Distribution of maximum statistical response of structures subjected to earthquake ground motions', *J. eng. mech. ASCE* **107**, 1089-1102 (1981).
12. A. S. Kiremidjian and H. C. Shah, 'Probabilistic site-dependent response spectra', *J. struct. div. ASCE* **106**, 69-86 (1980).
13. M. D. Trifunac, 'Seismic microzonation mapping via uniform risk spectra', *Proc. 9th world conf. earthquake eng.*, Tsukuba, Jar vol. **VII**, 1988, 75-80.
14. M-H. Peng, F.E. Elghadamsi and B. Mohraz, 'A simplified procedure for constructing probabilistic response spectra', *Earthqu... spectra* **5**, 393-407 (1989).
15. R. Riddell and N. M. Newmark, 'Statistical analysis of the response of nonlinear systems subjected to earthquakes', *Structural Research Series No. 468*, Dept. of Civil Eng., University of Illinois, Urbana, 1979.
16. M. Murakami and J. Penzien, 'Nonlinear response spectra for probabilistic seismic design and damage assessment of reinforced concrete structures', *Report No. UCB/EERC-75/38*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1975.
17. J. P. Conte, K. S. Pister and S. A. Mahin, 'Influence of the earthquake ground motion process and structural properties on response characteristics of simple structures', *Report No. UCB/EERC-90/09*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1990.
18. H. B. Seed, C. Ugas and J. Lysmer, 'Site-dependent spectra for earthquake-resistant design', *Report No. UCB/EERC-74/12*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1974.
19. B. Mohraz, 'A study of earthquake response spectra for different soil conditions', *Civil and Mechanical Eng. Dept.*, Southern Methodist University, Dallas, 1975.
20. V. V. Bertero, J. C. Anderson, H. Krawinkler and E. Miranda, 'Design guidelines for ductility and drift limits', *Report No. EERC/UCB-91/15*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1991.
21. S. A. Mahin and V. V. Bertero, 'An evaluation of inelastic seismic design spectra', *J. struct. div. ASCE* **107**, 1777-1795 (1981).
22. E. Miranda, 'Seismic evaluation and upgrading of existing buildings', *Ph.D. Thesis*, University of California at Berkeley, Berkeley, 1991.
23. A. A. Nassar and H. Krawinkler, 'Seismic demands for SDOF and MDOF systems', *Report No. 95*, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, 1991.
24. E. Miranda, 'Evaluation of site-dependent inelastic seismic design spectra', *J. struct. div. ASCE* **119**, 1319-1338 (1993).
25. S. S. Shapiro, 'Selection, fitting and testing statistical models', in *Handbook of Statistical Methods for Scientists and Engineers*, Ed. H. M. Wadsworth, McGraw-Hill, New York, 1990.
26. J. D. Osteraas and H. Krawinkler, 'Strength and ductility considerations in seismic design', *Report No.90*, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, CA 1990.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA

MODULO IV: DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA:

DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

**EXPOSITOR: ING. OSCAR DE BUEN LOPEZ DE HEREDIA
1997**

DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS DE ACERO PARA EDIFICIOS

OSCAR DE BUEN LOPEZ DE HEREDIA *

INTRODUCCION

El objetivo que se persigue al construir una estructura es satisfacer una necesidad, que puede ser salvar una barranca para unir dos poblaciones que se encuentran a uno y otro lado de ella, detener el agua de un río para formar un embalse que permita utilizarla para generar energía eléctrica, o crear un espacio en el que se desarrollen actividades que no podrían llevarse a cabo a la intemperie. En el primer caso se construye un puente, en el segundo la cortina de una presa y en el tercero un edificio.

En un edificio urbano, para oficinas o departamentos, deben crearse espacios en los que se viva o trabaje en condiciones adecuadas de seguridad y confort.

Uno de los fenómenos más característicos de nuestra época es el gran crecimiento de las ciudades, ocasionado en parte por el aumento general de población y en parte por la emigración continua del campo hacia ellas; a su vez, la necesidad de proporcionar alojamiento y lugar de trabajo a un número cada vez mayor de personas dentro de un área reducida, ha sido la razón principal de que en las últimas décadas se hayan construido muchos edificios, algunos de gran altura, y de que esta tendencia subsista en la actualidad.

Todos los elementos requeridos para crear los espacios mencionados arriba, así como las personas que los ocuparán, y el mobiliario y equipó necesarios para desarrollar sus actividades, pesan, y su peso debe transmitirse hasta el terreno en el que se apoya el edificio; es el peso de pisos, plafones, fachadas, muros divisorios y de linderos, instalaciones, muebles y personas, el que crea la necesidad de contar con una estructura cuya finalidad primaria es transmitir esos pesos, y el suyo propio, hasta la cimentación y el terreno.

Pero, una vez construido, el edificio constituye un obstáculo para el libre flujo de las corrientes de aire, lo que da lugar a que aparezcan presiones y succiones en sus fachadas; además, en buena parte de nuestro planeta, y potencialmente en todo él, la corteza terrestre experimenta de vez en cuando movimientos que se transmiten a los edificios construidos sobre ella: tanto el viento como los sismos ocasionan sollicitaciones que deben ser resistidas por la estructura, al mismo tiempo que sigue soportando las cargas verticales.

Dijimos al principio que el objeto de un edificio es crear espacios en los que se viva y se trabaje en condiciones adecuadas de seguridad y confort; para ello, la estructura debe tener resistencia suficiente para soportar la combinación de sollicitaciones ocasionada por las cargas verticales y el viento o sismo y, además, ser de rigidez adecuada para que sus deformaciones, bajo esas sollicitaciones, no sean

* Profesor érito de la Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. Ingeniero - consultor en estructuras.

excesivas, con lo que se evita el pánico entre los ocupantes y se reducen a un mínimo los daños en los elementos no estructurales y en las instalaciones.

Las cargas verticales, muertas y vivas, se pueden evaluar con precisión aceptable, y se sabe bastante sobre el comportamiento de elementos estructurales y estructuras completas sometidos a cargas de ese tipo. En cambio, es imposible predecir la intensidad de los temblores que deberá resistir un edificio, y hay todavía bastantes lagunas en nuestro conocimiento sobre el comportamiento de las estructuras sometidas a sollicitaciones sísmicas. Nos encontramos, pues, ante un problema que aparentemente no tiene solución, que caracteriza al diseño sísmico: diseñar y construir estructuras que resistan sollicitaciones desconocidas mediante mecanismos que no se entienden todavía demasiado bien; y, para complicar más aún el problema, teniendo en cuenta, como en todas las obras de ingeniería, consideraciones económicas de importancia fundamental.

Muchos edificios construidos hasta ahora han estado sometidos a temblores de tierra intensos; algunos han quedado totalmente destruidos, otros se han mantenido en pie, pero sufriendo daños severos en elementos estructurales y no estructurales, mientras que el resto ha resistido los temblores con daños muy reducidos, o aún nulos.

Los métodos modernos de diseño sísmico provienen en gran parte del estudio del comportamiento, satisfactorio o no, de edificios que han experimentado movimientos telúricos importantes, y la filosofía en que se basan esos métodos proviene de la aceptación del hecho de que es imposible construir edificios que tengan una probabilidad nula de falla o de experimentar daños durante los temblores, desconocidos, a que puedan quedar sometidos durante su vida útil.

La solución ideal, desde un punto de vista económico, consiste en escoger sistemas estructurales que se diseñen para soportar las cargas verticales, y que sean capaces de resistir la combinación de éstas y las sollicitaciones sísmicas sin que el aumento de esfuerzos (o la disminución de factores de carga respecto a la falla) exceda el incremento permitido en los reglamentos para sollicitaciones producidas por cargas permanentes y accidentales combinadas; al mismo tiempo, debe revisarse que los desplazamientos horizontales relativos entre niveles consecutivos no sobrepasen límites aceptables, y comprobarse que se tiene una seguridad adecuada contra la inestabilidad de conjunto de la construcción.

Los edificios de pocos pisos, con muros de carga, suelen satisfacer automáticamente las dos condiciones anteriores de resistencia y rigidez; al aumentar el número de niveles y requerirse una estructura el problema se vuelve más difícil, y para evitar incrementos excesivos en costo y en el tamaño de los elementos estructurales deben utilizarse sistemas estructurales adecuados; si el número de pisos no es muy grande, los marcos rígidos constituyen una buena solución, mientras que para alturas mayores suelen obtenerse buenos resultados combinando los marcos con contraventeos o muros de rigidez, y en edificios muy altos conviene recurrir a sistemas estructurales especiales.

Una estructura puede diseñarse de manera que tenga resistencia y rigidez suficiente para que su respuesta ante la combinación de cargas verticales y sísmicas sea predominantemente elástica, pero al hacerlo se obtienen soluciones mucho más costosas que las empleadas tradicionalmente en edificios construidos en zonas sísmicas que han tenido, en general, un comportamiento aceptable durante temblores reales. Sin embargo, este tipo de soluciones puede ser recomendable en estructuras especiales, en las que se desee mantener los daños a niveles muy bajos, aún bajo temblores de gran intensidad; uno de esos casos lo constituyen las centrales nucleoelectricas.

FILOSOFIA DEL DISEÑO SISMICO.

En la mayoría de las construcciones convencionales los problemas económicos hacen que no se justifique la solución anterior, ya que el aumento de costo requerido para resistir vibraciones laterales de gran intensidad debe analizarse teniendo en cuenta la importancia de la estructura y la probabilidad de ocurrencia de los temblores. Esto hace que la filosofía actual del diseño de edificios que se construirán en zonas sísmicas, de donde provienen los criterios para fijar los niveles de carga indicados en los reglamentos modernos, sea la siguiente: los edificios deben ser capaces de resistir temblores menores sin sufrir daños, temblores moderados sin daños estructurales, pero con algunos daños en elementos no estructurales, y temblores muy intensos sin colapso, pero con daños no estructurales y estructurales. Se acepta, pues, la posibilidad de que el edificio sufra desperfectos importantes, pero no la de que se pierdan vidas. El objetivo de los códigos es, por consiguiente, obtener estructuras que se comporten elásticamente bajo temblores que puede esperarse que ocurran más de una vez durante la vida del edificio y que sean capaces de sobrevivir, sin colapso, el temblor de intensidad máxima que puede presentarse durante su vida útil. Para evitar el colapso durante el temblor más intenso los miembros, y la estructura en conjunto, han de poseer ductilidad suficiente para absorber y disipar energía por medio de deformaciones postelásticas, lo que exige excursiones importantes en el intervalo inelástico, con poca o ninguna pérdida de resistencia. La ductilidad necesaria puede estar asociada, en casos extremos, con deformaciones permanentes muy grandes, de manera que aunque no se presente el colapso de la estructura los daños que sufra pueden ser tales que no puedan repararse económicamente, y la construcción se pierda por completo.

La filosofía mencionada sigue siendo la base de los códigos modernos de diseño sísmico; sin embargo, a raíz de los últimos temblores intensos, sobre todo los de la Ciudad de México de septiembre de 1985, empieza a cuestionarse, si no la filosofía en sí, al menos el nivel de daños que debe permitirse durante movimientos de tierra de gran intensidad, pues los costos de reparación y refuerzo de las construcciones son tan elevados que seguramente se justifica aumentar la inversión inicial para disminuir los riesgos de que se presenten daños importantes en estructura, acabados o instalaciones.

ELECCION DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.

Las características principales que debe tener un edificio que se va a construir en una zona sísmica son:

Resistencia. El edificio ha de tener una seguridad adecuada contra el colapso durante temblores intensos. Para ello, debe diseñarse para que soporte sollicitaciones sísmicas relativamente altas, compatibles con la sismicidad de la zona.

Rigidez. Es necesaria para evitar daños en muros, cancelas, instalaciones y otros elementos no estructurales, durante temblores frecuentes de poca intensidad, y para impedir fallas por inestabilidad, debida a amplificación excesiva de los momentos por interacción carga vertical - desplazamiento horizontal, en temblores intensos. La rigidez apropiada se logra manteniendo los desplazamientos laterales de entrepiso por debajo de límites adecuados, que se indican en los reglamentos.

Ductilidad. Esta propiedad no es indispensable, en teoría, puesto que pueden construirse estructuras que, también en teoría, se comporten elásticamente bajo temblores de cualquier intensidad; constituye, sin embargo, una manera económica de obtener estructuras capaces de soportar temblores intensos, si bien sufriendo daños que pueden ser importantes. Además, como no se conocen las características (intensidad, duración, contenido de frecuencias, etc.) del temblor más desfavorable a que quedará sometida la construcción, no puede suprimirse la ductilidad, al menos en zonas críticas de la estructura, sin correr el riesgo de que el comportamiento real esté muy por debajo del previsto.

En las últimas décadas se ha dado una importancia excesiva a la ductilidad; los reglamentos de diseño sísmico han estimulado el uso de estructuras dúctiles, generalmente flexibles, y han penalizado a las rígidas, a pesar de que en los temblores que han ocurrido últimamente en distintas partes del planeta se ha comprobado, de manera sistemática, el superior comportamiento de las estructuras rígidas y resistentes, especialmente si se les proporciona ductilidad adecuada en las zonas donde pueden concentrarse las deformaciones inelásticas.

R. Park y T. Paulay, en su libro "Estructuras de concreto reforzado", afirman lo siguiente:

"Como es imposible predecir con precisión las características de los movimientos de tierra que pueden ocurrir en un sitio dado, también es imposible evaluar el comportamiento completo de una estructura sometida a sismos intensos de características desconocidas*. Sin embargo, las estructuras pueden diseñarse y construirse de manera que tengan características que aseguren que su comportamiento será el más deseable. En términos de daños, ductilidad, disipación de energía, o falla, ha de lograrse una secuencia deseable en el deterioro, y en la destrucción eventual, de la compleja cadena de resistencia de la estructura, lo que implica una jerarquización adecuada de sus modos de falla, que sólo puede lograrse si se conoce la resistencia de cada uno

* La incertidumbre es el aspecto que caracteriza todo el diseño sísmico: debe diseñarse para sollicitaciones desconocidas, sin conocer tampoco el mecanismo de respuesta de los elementos y sistemas estructurales - sometidos a ellos. Aunque se sabe bastante más acerca de este segundo punto que del primero, todavía existen lagunas muy importantes en -- nuestro conocimiento.

de los eslabones que forman esa cadena, es decir, de cada uno de los elementos que componen la estructura.

A pesar de la naturaleza probabilística del fenómeno, la mejor manera de obtener una estructura que se comporte con éxito ante temblores de intensidad media, y no llegue al colapso durante terremotos catastróficos consiste, dados los conocimientos actuales, en distribuir determinísticamente sus propiedades de resistencia y ductilidad para obtener el modo de falla más conveniente. Esta filosofía puede incorporarse en un proceso de diseño basado en la resistencia última de la estructura, durante el cual se escogen y detallan adecuadamente los elementos que formarán parte de los mecanismos disipadores de energía, y se proporciona a los elementos estructurales restantes resistencia suficiente para asegurar que los mecanismos escogidos conservarán toda, o casi toda, su resistencia durante los ciclos de carga y deformación producidos por el temblor".

La obra citada se publicó en 1975; sin embargo, los aspectos señalados siguen en vigor, por completo, hoy en día, y se pusieron de manifiesto durante los terremotos de septiembre de 1985. Ha de tenerse en cuenta, además, que las construcciones reales son muy complejas, mucho más que los modelos que se emplean para analizarlas y diseñarlas, por lo que para lograr el comportamiento deseable mencionado deben satisfacerse requisitos adicionales de simetría, uniformidad a lo largo de la altura, trabajo de conjunto, etc.

MÉTODOS PARA EL ANÁLISIS SISMICO.

No se pretende estudiar aquí los métodos que se emplean para evaluar las fuerzas sísmicas para las que debe diseñarse un edificio; sin embargo, conviene recordar los procedimientos más comunes. El más sencillo y, probablemente, el más utilizado, consiste en determinar un conjunto de fuerzas estáticas horizontales aplicadas en los diferentes pisos del edificio, cuya suma es igual a una cierta fracción, especificada en los códigos de diseño, del peso de la construcción; en general, las fuerzas laterales se distribuyen en la altura del edificio siguiendo una ley de variación triangular, con el vértice en la base de la construcción.

Un segundo procedimiento consiste en modelar el edificio como un sistema de masas concentradas en los pisos, conectadas entre sí por resortes cuya rigidez lateral depende de las características de la estructura, y en realizar un análisis dinámico modal del sistema. Las fuerzas cortantes de diseño se encuentran superponiendo adecuadamente unos cuantos modos de vibración y utilizando los espectros para diseño sísmico especificados en los reglamentos. Este enfoque dinámico es más apropiado que el estático, sobre todo para edificios irregulares, pero sigue teniendo muchas imprecisiones, que provienen en buena parte de la suposición de que el comportamiento del edificio es exclusivamente elástico.

Por este motivo, las construcciones importantes se analizan a veces teniendo en cuenta, al modelarlas, el comportamiento inelástico de la estructura, y sometiendo el modelo a temblores de características

adecuadas; la respuesta inelástica de la estructura, a lo largo del tiempo, se obtiene por medio de un proceso de integración paso a paso. Aunque costoso y complejo, éste es el método más preciso de análisis sísmico con que se cuenta en la actualidad, dada su precisión conceptual intrínseca; sin embargo, la intensidad, duración y demás características de los temblores futuros permanecen, como siempre, desconocidas.

Ha de recordarse siempre que las fuerzas laterales de diseño especificadas en los códigos son mucho menores que las que puede esperarse que actúen sobre las construcciones durante un movimiento de tierra importante, por lo que debe reconocerse que los sismos intensos harán que los elementos críticos de las estructuras se comporten inelásticamente; es, pues, esencial que el diseño y la construcción se lleven a cabo de manera que se garantice el comportamiento dúctil de miembros y conexiones sujetos a ciclos severos de inversión de cargas, independientemente de cual haya sido el método utilizado para determinar la distribución hipotética de fuerzas que obran sobre la estructura.

El acero estructural es un material muy dúctil, y tiene propiedades físicas que lo hacen ideal para construir estructuras resistentes a sismos. Sin embargo, su ductilidad intrínseca no se conserva necesariamente en la estructura terminada, sino puede perderse por fenómenos de inestabilidad local, de miembros individuales o de conjunto, porque la falla se presente de manera que no se obtenga la respuesta buscada (por ejemplo, por cortante), o porque el comportamiento de las conexiones sea defectuoso. Por todo ello, debe procederse con mucho cuidado durante el diseño y la construcción para evitar la pérdida de esas propiedades.

La ductilidad de los elementos de acero estructural varía con el tipo de sollicitación; es máxima en miembros en tensión, en los que se alcanza la ductilidad del material, y mínima en elementos en compresión axial. Para obtener ductilidades adecuadas en compresión directa, flexocompresión y cortante, es necesario tomar precauciones para evitar fenómenos prematuros de pandeo local y/o lateral.

SISTEMAS PARA PROPORCIONAR RIGIDEZ Y RESISTENCIA LATERALES.

A pesar de que la razón de ser de la estructura de un edificio proviene de la necesidad de soportar cargas verticales, la elección del sistema estructural queda determinada, casi siempre, por la manera en que han de resistirse las fuerzas horizontales; más todavía, aunque no hubiese más que cargas verticales, también se tendría que pensar en cómo obtener rigidez lateral adecuada, puesto que siempre es teóricamente posible que un edificio completo o alguno de sus entresijos falle por inestabilidad lateral. Las sollicitaciones horizontales son, pues, las que determinan las características principales de los sistemas estructurales de los edificios excepto, quizá, en los que no tienen más de dos o tres niveles.

Las estructuras deben ser estables bajo cualquier condición posible de carga. Cuando lo son, las sollicitaciones exteriores ocasionan en ellas deformaciones pequeñas, y las fuerzas interiores les devuelven su forma original cuando desaparecen las cargas. En cambio,

si una estructura es inestable las cargas producen deformaciones muy grandes, que crecen aunque las solicitaciones se mantengan constantes; además, las acciones interiores estabilizadoras no logran que la estructura recupere su configuración inicial cuando se descarga. El conjunto de vigas y columnas de la fig. 1a. es claramente inestable, pues no resiste fuerzas horizontales ni tiene ningún mecanismo que haga que recupere su forma inicial.

En la fig. 1.d se ilustran los pocos mecanismos que pueden utilizarse para obtener sistemas estructurales estables, capaces de resistir los efectos producidos por fuerzas horizontales. El primero consiste en añadir una diagonal, con lo que se obtiene una estructura contraventeada. En el segundo la estabilidad lateral se logra por medio de muros de cortante*, de mampostería de tabique o de concreto reforzado, que son elementos planos verticales de gran rigidez y resistencia. Por último, los miembros que forman la estructura pueden unirse entre sí por medio de conexiones rígidas, que impiden las grandes rotaciones asociadas con el colapso: la estabilidad lateral se consigue con el uso de marcos rígidos.

Para asegurar la estabilidad, en todas las direcciones, de un edificio, puede utilizarse uno solo de los sistemas mencionados, o una combinación de varios de ellos.

MARCOS RIGIDOS.

Los marcos rígidos tridimensionales, formados por un conjunto de vigas y columnas, constituyen un sistema estructural eficiente para edificios de altura pequeña o media, hasta unos 10 ó 12 pisos. En edificios destinados a habitación no suele justificarse su empleo como únicos elementos resistentes, pues por requisitos de funcionamiento se cuenta con gran número de muros, que separan unas habitaciones de otras, colocados en las mismas posiciones en todos los niveles, que pueden utilizarse con ventaja, solos o en combinación con los marcos. En cambio, los edificios de oficinas carecen casi por completo de divisiones de carácter permanente, por lo que en ellos sí puede convenir utilizar los marcos rígidos como único sistema estructural, pues proporcionan la máxima libertad en la planeación y operación de los edificios.

Los marcos rígidos constituyen una solución adecuada en edificios de poca o mediana altura que se van a construir en zonas sísmicas porque, además de proporcionar la resistencia necesaria ante cargas verticales y horizontales de una manera económica, permiten obtener estructuras de ductilidad elevada, capaces de incursionar en el intervalo inelástico bajo solicitaciones sísmicas intensas, disipando una parte importante de la energía que les transmite el terreno sin sufrir daños, o experimentando desperfectos locales, de pequeña cuantía y fácil reparación.

Los marcos rígidos bien diseñados, detallados y contruidos, tienen un comportamiento dúctil estable bajo cargas cíclicas que los hacen trabajar fuera del intervalo elástico, y la mayor parte de los có-

* También llamados "muros de rigidez".

digos de construcción los consideran sistemas estructurales preferenciales, para los que especifican cargas laterales menores que las correspondientes a otros sistemas.

Es una práctica aceptada generalmente la de que el dimensionamiento de los miembros que componen los marcos rígidos se haga de manera que las articulaciones plásticas se formen en las vigas antes que en las columnas, con lo que se logra que las deformaciones plásticas más importantes se concentren en zonas que pueden aceptarlas con poca, o ninguna, pérdida de resistencia. Esta es la filosofía de diseño conocida como "columnas resistentes - vigas débiles".

Sin embargo, la ductilidad se convierte en la principal desventaja de los marcos rígidos cuando se pretende utilizarlos en edificios altos carentes de elementos estructurales adicionales que contribuyan a la resistencia y rigidez lateral del conjunto, pues se hace necesario aumentar las dimensiones de vigas y columnas, muy por encima de las requeridas para soportar las cargas verticales, primero para obtener la resistencia necesaria ante cargas horizontales y después, cuando crece el número de pisos, para controlar los desplazamientos laterales y mantenerlos dentro de límites adecuados.

Los marcos rígidos constituyen el esqueleto resistente de un gran número de construcciones modernas de muy diversos tipos (Fig. 2). Su nombre proviene de que los elementos principales que los componen, vigas y columnas, están ligados entre sí por medio de conexiones rígidas, capaces de transmitir los momentos, fuerzas normales y cortantes, sin que haya desplazamientos lineales o angulares relativos entre los extremos de las barras que concurren en cada nudo, lo que hace que la estructura resultante pueda resistir por sí sola, sin la ayuda de elementos adicionales de otros tipos, cargas verticales y horizontales. El dimensionamiento de las conexiones entre vigas y columnas constituye uno de los aspectos más importantes del diseño de los marcos rígidos.

En edificios de varios pisos se emplean marcos dispuestos en dos direcciones frecuentemente ortogonales, de manera que constituyen una estructura tridimensional. Sin embargo, la práctica seguida para su análisis y diseño ha consistido tradicionalmente en separarlos en dos familias y en analizar cada marco como una estructura plana, soportada lateralmente por los normales a él, despreciando los momentos torsionantes en las vigas pero teniendo en cuenta que las columnas están sometidas a flexión biaxial, puesto que cada una forma parte al mismo tiempo de los dos marcos que se cruzan en ella. (Fig. 2.d).

Aunque el empleo creciente de las computadoras electrónicas hace suponer que en un futuro cercano será económico y conveniente analizar las estructuras que se acaban de mencionar como lo que realmente son, de tres dimensiones, en la actualidad se siguen analizando, en la mayor parte de los casos, como estructuras planas, y se diseñan teniendo en cuenta la flexión biaxial en las columnas y la continuidad que debe proporcionarse en las dos direcciones. La descomposición de los marcos tridimensionales reales en dos familias de marcos planos es posible por la pequeña rigidez torsional de las vigas.

En edificios altos, en los que las solicitaciones producidas por viento o sismo se vuelven predominantes en el diseño, el marco rígido convencional deja de ser una solución adecuada, pues para darle la resistencia y rigidez necesarias se requieren vigas y columnas de dimensiones y costo excesivos. En esos casos conviene utilizar elementos estructurales adicionales, muros de rigidez o contraventeos, que resistan las fuerzas horizontales más eficiente y económicamente.

El uso de los elementos mencionados hace que el marco rígido deje de ser indispensable pues la estructura de soporte de un edificio puede construirse con vigas y columnas articuladas entre sí, proporcionando la rigidez y resistencia laterales necesarias para evitar problemas de inestabilidad y para soportar los efectos producidos por fuerzas horizontales por medio, por ejemplo, de armaduras verticales formadas por columnas, vigas y contraventeos en diagonal colocados entre ellas, como se ve en la fig. 3â. (En estructuras reales no es posible utilizar articulaciones en los nudos, pero sí se pueden conectar las vigas con las columnas, que pasan a través de los nudos, por medio de apoyos flexibles). Sin embargo, suele ser conveniente utilizar marcos rígidos aún cuando se empleen elementos resistentes adicionales, de manera que las cargas verticales permanentes sean soportadas principalmente por ellos, de una manera eficiente y económica, y ayuden a los muros de rigidez o crujiás contraventeadas a resistir las solicitaciones horizontales eventuales (Fig. 3.b).

En un mismo edificio se puede emplear una combinación de marcos rígidos, contraventeos, muros de rigidez y vigas articuladas en las columnas, cambiando incluso la forma de trabajo en las dos direcciones principales, ya que, de acuerdo con sus características arquitectónicas y funcionales, una combinación de dos o más de los sistemas estructurales mencionados puede proporcionar la solución más eficiente y económica.

Elementos que componen un marco rígido. Un marco rígido está formado siempre por vigas, columnas y conexiones entre ellas; además puede haber también elementos de contraventeo o muros de rigidez (Fig. 4).

Las vigas son los elementos, generalmente horizontales o con pequeña inclinación, que soportan directamente las cargas verticales permanentes, muertas y vivas, que obran sobre la estructura; además, hacen que las columnas de marcos carentes de contraventeo puedan adoptar la configuración necesaria para resistir fuerzas horizontales, y contribuyen a la rigidez de conjunto de la estructura; en marcos contraventeados forman parte del sistema que soporta las fuerzas horizontales. Están sometidas a la acción de fuerzas transversales y de momentos aplicados en sus extremos, que aparecen por la continuidad con el resto de la estructura, que ocasionan en ellas momentos flexionantes y fuerzas cortantes importantes; las fuerzas normales suelen ser despreciables, excepto en las vigas de las crujiás contraventadas de marcos altos. Se tratan básicamente como miembros en flexión, aunque deben tenerse en cuenta los efectos de las fuerzas cortantes y normales cuando son significativos.

Las columnas, cuyos ejes son verticales en general, deben ser capaces de soportar las cargas que les transmiten las vigas adyacentes

y los tramos de columnas que se encuentran sobre ellas, llevándolas eventualmente a la cimentación, así como los momentos producidos por las cargas verticales que reciben de las vigas. Además, deben ayudar a soportar las fuerzas horizontales en marcos contraventeados, y resistirlas en su totalidad en los que no tienen contraventeo ni muros de rigidez; también contribuyen a darle al marco la rigidez necesaria para evitar problemas de pandeo de conjunto. Trabajan casi siempre en flexocompresión (la compresión axial es una condición poco frecuente), y los efectos que las fuerzas cortantes ocasionan en ellas suelen ser despreciables. En general están sometidas a flexocompresión biaxial, pues forman parte al mismo tiempo de dos marcos, frecuentemente ortogonales.

El objeto de las conexiones es transmitir los elementos mecánicos, momentos flexionantes y fuerzas cortantes y normales, de las vigas a las columnas y viceversa, así como las fuerzas que aparecen en las diagonales de contraventeo al marco propiamente dicho, para que todos los elementos de la estructura trabajen en conjunto.

Las conexiones se han tratado tradicionalmente como simples puntos de intersección de varias barras; sin embargo, en los últimos años se ha reconocido el importante papel que desempeñan en el comportamiento de los marcos rígidos por lo que en la actualidad su diseño no se limita, como antes, al de los elementos de unión entre vigas y columnas, sino se incluye en él la revisión de la junta propiamente dicha, es decir, de la zona común a todas las barras.

Los contraventeos y marcos de rigidez son elementos situados en planos verticales que no forman parte del marco propiamente dicho, pero que contribuyen a resistir las fuerzas horizontales que obran sobre él, a contrarrestar los momentos secundarios creados por el desplazamiento lineal relativo de los extremos de las columnas (efecto $P\Delta$), a evitar el pandeo de conjunto del edificio y a mejorar su rigidez lateral. En los marcos de varios pisos se utilizan muros de rigidez, de tabique o de concreto reforzado, y contraventeos compuestos por elementos de acero estructural colocados en diagonal, en K, o con alguna otra configuración adecuada.

Comportamiento de marcos rígidos. En la discusión que sigue se considera tan sólo comportamiento en el plano, pues los marcos rígidos en estudio forman parte de estructuras tridimensionales en las que hay otros marcos que impiden que se salgan del plano que ocupan originalmente, en el que suelen estar alojadas todas las cargas.

Formas de falla. La falla de un marco rígido puede ser parcial o de conjunto.

Se presenta una falla del primer tipo cuando se agota la resistencia de alguno o algunos de los elementos que lo forman, viga, columna o conexión. La falla de una viga puede ser por inestabilidad (pandeo lateral por flexotorsión o pandeo local) o por formación de un mecanismo con articulaciones plásticas*, y una columna puede fallar también por inestabilidad o porque se agote su resistencia al formarse

* Aunque menos frecuentes, son también posibles las fallas por cortante, y las deformaciones excesivas constituyen en muchas ocasiones el límite de utilidad estructural.

una o más articulaciones plásticas; una conexión falla cuando aparece una discontinuidad lineal o angular, producida por fracturas o deformaciones locales excesivas, que hace que el comportamiento de los elementos que llegan a ella sea diferente del supuesto en el análisis.

Aunque una falla parcial, sobre todo de una columna, puede tener consecuencias graves, no suele ocasionar el colapso total de la estructura, pues el alto grado de hiperestaticidad de los marcos rígidos, sobre todo los de tres dimensiones, hace que haya diferentes trayectorias posibles de transmisión de cargas, y cuando un miembro no trabaja se produce una redistribución que lleva las cargas que le correspondían a los elementos cercanos.

El diseño de marcos rígidos siguiendo métodos convencionales se basa principalmente en evitar fallas parciales, ya que después de hacer el análisis y determinar los elementos mecánicos en cada uno de los miembros, éstos se dimensionan para evitar las formas de falla mencionadas arriba, presta poca atención al trabajo de conjunto de la estructura.

Además de las parciales, pueden presentarse fallas de conjunto, por pandeo o por inestabilidad.

Los marcos simétricos en geometría y carga en los que ésta no produce flexión primaria pueden fallar por pandeo, caracterizado por una bifurcación del equilibrio que se presenta cuando las solicitaciones alcanzan el valor crítico; cuando no hay elementos exteriores que lo impidan el cabezal se desplaza lateralmente, pero si se evita este movimiento cambia la forma de pandeo y la carga crítica aumenta considerablemente; éste es uno de los papeles principales del contraventeo (Fig. 5.a). Si, en cambio, las cargas ocasionan flexión desde un principio, el colapso puede ser por inestabilidad, que se presenta eventualmente al ir aumentando la magnitud de las solicitaciones (Fig. 5.b).

Las curvas de la Fig. 5 representan las formas de falla mencionadas; las cuatro corresponden a un mismo marco, pero I y II (Fig. 5.a) describen fallas por pandeo, caracterizadas por un punto de bifurcación del equilibrio, mientras que en III y IV (Fig. 5.b) el colapso es por inestabilidad, sin que haya pandeo.

III y IV son ligeramente curvas desde el principio, a causa de la interacción momento-fuerza axial debida a cambios de geometría en el marco; su pendiente se reduce más rápidamente cuando comienza la plastificación del material, y se anula cuando la carga alcanza el valor máximo; la rama descendente corresponde a estados de equilibrio inestable.

Diseño. El diseño de un marco rígido consiste en la determinación de los perfiles necesarios en vigas y columnas, en el proporcionamiento de las conexiones entre ellas, y en la revisión posterior del conjunto para asegurarse de que tiene un coeficiente de seguridad adecuado contra el colapso por pandeo o inestabilidad y de que su comportamiento bajo cargas de trabajo es satisfactorio. Si el marco

tiene rigidez lateral elevada, propia o proporcionada por contraventeos o muros de cortante, el diseño obtenido al considerar los miembros aislados suele ser correcto, pues la única falla de conjunto posible es por pandeo sin desplazamientos laterales (se está considerando que éstos son tan pequeños que la interacción carga vertical-desplazamiento no afecta significativamente la resistencia de la estructura); en cambio, si es poco rígido puede fallar por pandeo bajo cargas predominantemente verticales, o por inestabilidad bajo cargas verticales y horizontales.

La revisión de los perfiles preliminares obtenidos para un marco que falla por inestabilidad cuando actúan sobre él cargas verticales y horizontales combinadas puede hacerse trazando su curva carga-desplazamiento.

Curvas carga-desplazamiento. El comportamiento de conjunto de los marcos rígidos que fallan por inestabilidad bajo la acción combinada de cargas verticales y horizontales queda representado, lo mismo que el de los miembros estructurales aislados, por sus curvas carga-desplazamiento, es decir, por la relación entre la intensidad creciente de las solicitaciones exteriores y algún desplazamiento resultante significativo.

Las características de la curva dependen de la geometría y propiedades mecánicas del marco y de las cargas, incluyendo la manera en que se aplican.

Para que la relación carga-desplazamiento sea única y a cada problema le corresponda un solo resultado final se requiere que las fuerzas exteriores se apliquen lentamente, de manera que su efecto pueda considerarse estático, y que sus intensidades guarden una relación constante durante todo el proceso; es decir, la estructura debe estar sujeta a un sistema de cargas que crece monotónicamente y en forma continua hasta que se alcanza la resistencia máxima. Debe suponerse, además, que inicialmente es elástica y está libre de esfuerzos, y que no hay inversión en el signo de éstos, en ningún caso, en el intervalo plástico.

Estas condiciones no se cumplen en las estructuras reales, pero permiten simplificaciones importantes en los métodos de análisis y llevan a la obtención de cargas de colapso que son, aparentemente, conservadoras*.

Una curva como la IV de la Fig. 5.b, trazada tomando como base los perfiles obtenidos en el diseño preliminar, contiene buena parte de la información necesaria sobre el comportamiento de un marco que falla por inestabilidad lateral, pues además de proporcionar su resistencia máxima permite determinar el desplazamiento correspondiente a cualquier intensidad de las solicitaciones y da una medida de su capacidad de absorción de energía. Conocida la curva carga-desplazamiento se puede

* En estructuras reales hay ocasiones en las que no se considera que todas las cargas crecen proporcionalmente; en el análisis sísmico de edificios se supone, de acuerdo con la realidad, que las fuerzas horizontales se empiezan a aplicar cuando ya actúan las cargas verticales completas.

determinar el factor de seguridad de un marco con respecto al colapso y la magnitud de los desplazamientos que experimenta bajo cargas de trabajo; si el primero o los segundos no son aceptables deben cambiarse sus características, ajustándolas hasta que la curva indique que el comportamiento es el deseado.

Aunque teóricamente conviene conocer la curva $P\Delta$ de toda estructura que falle por inestabilidad de conjunto bajo cargas verticales y horizontales combinadas, su obtención es en general complicada, o aún imposible, por lo que en la mayor parte de los problemas reales de diseño se recurre a métodos aproximados para determinar la carga de colapso y las deformaciones producidas por las sollicitaciones de trabajo.

Marcos contraventeados. Los marcos provistos de diagonales de contraventeo constituyen una forma eficiente de resistir fuerzas laterales. Son mucho más rígidos y resistentes que los marcos no contraventeados, pero ocasionan, con frecuencia, restricciones en la operación de los edificios, por lo que suelen usarse los dos sistemas combinados.

En la Fig. 6 se muestran algunos posibles arreglos de las diagonales. En todos ellos se busca que los ejes de los miembros, vigas, columnas y contraventeos, se crucen en un punto, por lo que estos sistemas se conocen como marcos provistos de contraventeos concéntricos.

La gran rigidez y resistencia de los marcos contraventeados hacen que se minimicen los daños, tanto no estructurales como estructurales, producidos por los temblores; sin embargo, hay algunos problemas relativos al comportamiento de las diagonales bajo carga cíclica. Sobre todo, se han observado comportamientos bastante pobres cuando se emplean únicamente miembros en tensión para formar al contraventeo. Por ejemplo, cuando se usan contraventeos en X, una fuerza sísmica intensa en una dirección ocasiona un alargamiento de una de las diagonales mientras que la otra, incapaz de trabajar en compresión, simplemente se cuelga, sin aceptar fuerza alguna. Cuando, en el siguiente ciclo de carga, vuelve a aplicarse la fuerza lateral en la misma dirección, la diagonal que se alargó en el primer ciclo no ofrece ninguna resistencia hasta que se restira, y entonces vuelve a alargarse. Esto dá lugar a ciclos histeréticos aplastados, como los que se muestran en la Fig. 7, en los que se observan grandes desplazamientos laterales producidos por incrementos muy pequeños de las cargas, lo que hace que el sistema absorba y disipe una cantidad reducida de la energía que recibe durante los temblores. Para evitar este comportamiento inadecuado, los contravientos deben arreglarse y diseñarse de tal manera que cada diagonal que trabaje en tensión esté acompañada siempre por otra que resista las fuerzas sísmicas trabajando en compresión.

Aún en este caso los elementos de contraventeo han de diseñarse con cuidado, pues en estudios de laboratorio se ha comprobado que la resistencia en compresión de los miembros sometidos a cargas axiales cíclicas, que producen tensiones y compresiones alternadas, disminuye drásticamente después del primer ciclo de carga. Por este motivo, en

las recomendaciones tentativas publicadas en octubre de 1985 por el Comité de Sismología de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California se indica que los elementos de contraventeo deben tener una esbeltez L/r no mayor que $6040/\sqrt{F_y}$ (120, para acero A36), y que su resistencia en compresión axial debe reducirse multiplicando la correspondiente a carga estática por un factor de carga cíclica, menor que la unidad, que vale $1/(1+(KL/r)/2Cc)$, o $1/(1+(KL/r)/252.2)$ para acero A36. (Para este acero, el factor disminuye de 0.93, cuando $KL/r = 20$, a 0.68 para $KL/r = 120$). Además, se indica que todos los elementos que forman parte del contraventeo han de diseñarse tomando como base esa resistencia reducida, independientemente de que trabajen en tensión o en compresión.

Marcos con contraventeos excéntricos. En la Fig. 8 se muestran cuatro marcos provistos de otros tantos tipos de contraventeos excéntricos. Las fuerzas axiales que aparecen en las diagonales, como un resultado de las acciones sísmicas, se transmiten a las columnas o a otras diagonales a través de un tramo corto de viga, llamado "eslabón activo", que trabaja en flexión y cortante. Escogiendo adecuadamente su geometría puede lograrse que un marco contraventeado excéntricamente tenga una rigidez elástica muy cercana a la de marcos similares provistos de contraventeos concéntricos y que, por otro lado, los eslabones activos se deformen inelásticamente durante temblores severos, absorbiendo y disipando energía de una manera análoga a la de los marcos rígidos no contraventeados. Se obtiene así un sistema estructural que posee características favorables de los dos sistemas, y que puede satisfacer, en forma eficiente, los dos requisitos de rigidez y ductilidad característicos del diseño sísmico.

La capacidad de los eslabones activos de disipar grandes cantidades de energía durante sobrecargas extremas es de importancia crítica para la ductilidad de conjunto del sistema estructural; se ha encontrado, por medio de estudios de laboratorio, que los eslabones que fluyen principalmente en cortante son más eficientes que los que fluyen en flexión.

La elección de las excentricidades constituye uno de los pasos más importantes en el diseño de marcos contraventeados excéntricamente, pues de sus valores depende tanto la rigidez elástica del marco como la demanda de ductilidad en los eslabones activos.

En resumen, los marcos contraventeados excéntricamente son estructuras dúctiles en las que las deformaciones inelásticas se confinan a regiones en las que no afectan de manera adversa la resistencia y estabilidad de conjunto de la estructura.

Los contraventeos, las columnas y las vigas, estas últimas en las zonas que no forman parte de los eslabones activos, se diseñan para que permanezcan en el intervalo elástico, y no se pandeen; prácticamente toda la actividad inelástica se concentra, pues, en zonas escogidas, diseñadas y detalladas especialmente. El resto de la estructura se dimensiona para que resista, trabajando elásticamente, las sollicitaciones que aparecen en ella mientras los eslabones activos fluyen plásticamente, las que se determinan estudiando el mecanismo de

colapso del marco; posteriormente se revisa su comportamiento bajo cargas de trabajo, utilizando métodos elásticos.

MUROS DE CORTANTE Y MUROS COMBINADOS CON MARCOS RIGIDOS.

El empleo sistemático de los muros de cortante se inició poco después de la terminación de la segunda guerra mundial; en esa época se empezó a construir gran número de edificios altos por lo que se buscó un sistema estructural capaz de resistir las fuerzas horizontales de una manera más económica que el marco rígido, que al mismo tiempo limitase adecuadamente los desplazamientos laterales de entrepiso.

Los muros de cortante se utilizaron por primera vez como elementos para proporcionar rigidez y resistencia ante fuerzas laterales en conjuntos habitacionales construidos en la ciudad de Nueva York en los últimos años de la década de los cuarenta, y tuvieron un impacto importante en los edificios altos. Los muros, que trabajan simultáneamente como elementos para resistir cargas verticales, como muros divisorios y como eficientes contraventeos, se han convertido en un elemento estructural básico en edificios de altura media, al grado de que en la actualidad es rara la construcción de más de 12 a 15 pisos que no los utiliza como elementos principales para resistir las fuerzas horizontales.

Los muros de cortante no pueden usarse con libertad cuando las barreras que forman crean problemas de funcionamiento; cuando esto sucede, como es común en edificios de oficinas, se pueden emplear sistemas estructurales constituidos por marcos rígidos o por una combinación de éstos y muros de cortante o contraventeos en diagonal.

En edificios de oficinas de pocos pisos o de altura media se suelen utilizar marcos rígidos combinados con muros de cortante o contraventeos en diagonal que se colocan en los linderos o alrededor de los núcleos de servicios, donde no ocasionan problemas de operación.

Cuando se utilizan muros de cortante y marcos rígidos en un mismo edificio, los sistemas de piso han de diseñarse de manera que actúen como diafragmas horizontales, capaces de repartir las fuerzas laterales entre los elementos verticales resistentes, en proporción a sus rigideces. Los pisos de concreto reforzado suelen ser capaces de desarrollar ese papel sin dificultad.

La estructura de la gran mayoría de los edificios altos actuales está formada por una combinación de marcos rígidos y muros de cortante o contraventeos, en la que los muros de los núcleos de elevadores, escaleras y servicios, o los contraventeos colocados en esas zonas, trabajan como elementos rigidizantes, complementados con frecuencia con muros o contraventeos aislados adicionales, colocados de manera que no interfieran con las zonas en que se necesitan áreas libres grandes.

La capacidad de absorción de energía de un sistema con muros de cortante es menor que la de una estructura compuesta sólo por marcos rígidos, lo que hace que las fuerzas sísmicas de diseño sean mayores en

el primer caso que en el segundo. Sin embargo, esa desventaja se ve compensada favorablemente por la mayor rigidez del sistema y porque los muros combinados con marcos resisten las solicitaciones horizontales en forma más económica que los marcos solos. Quizá no sea exagerado afirmar que en edificios con alturas comprendidas entre 10 ó 12 y 15 ó 20 pisos sólo pueden obtenerse soluciones económicas empleando muros de cortante o contraventeos en combinación con marcos rígidos.

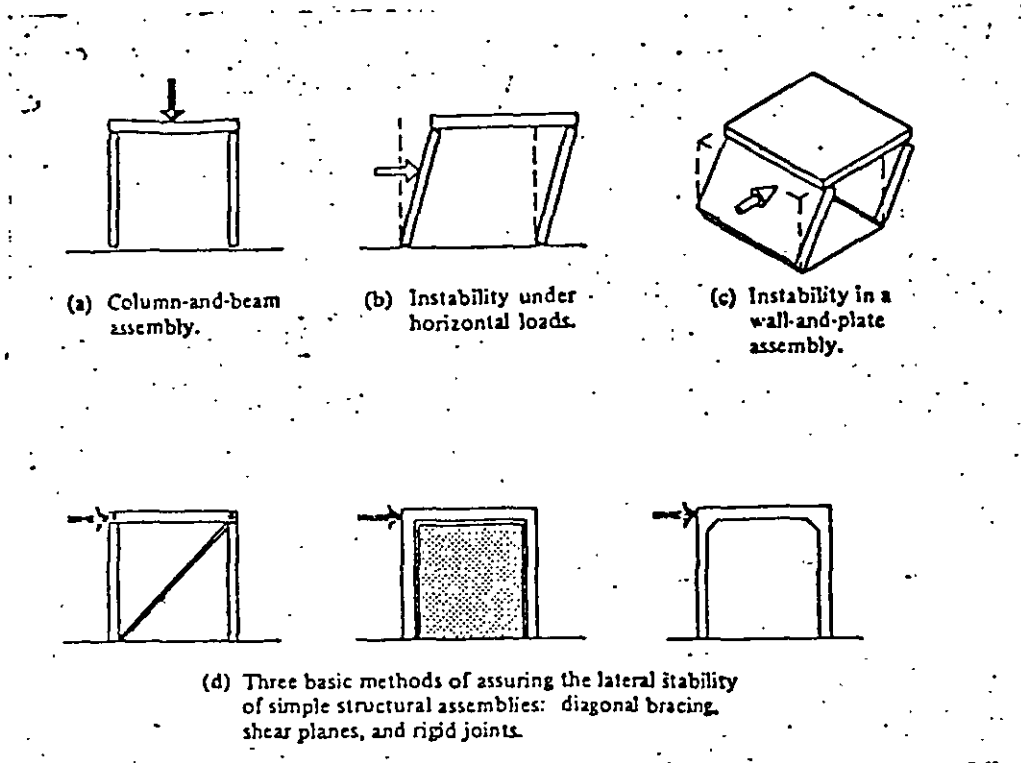


FIG. 1

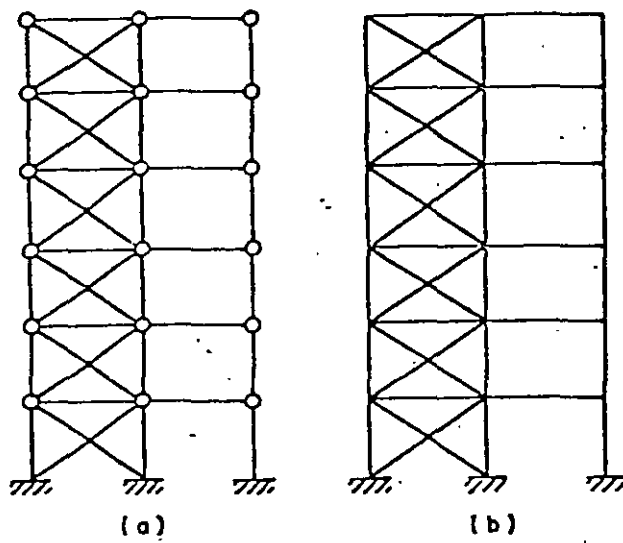
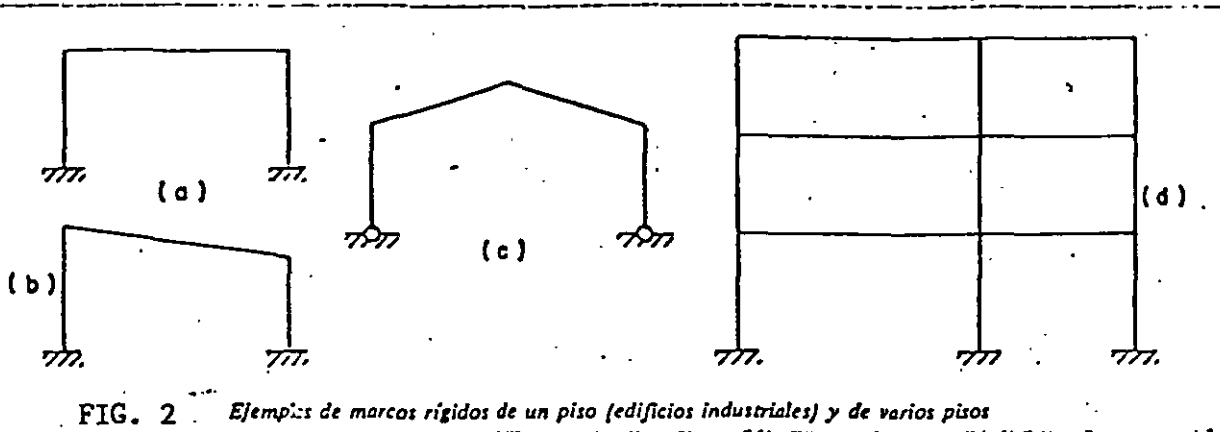
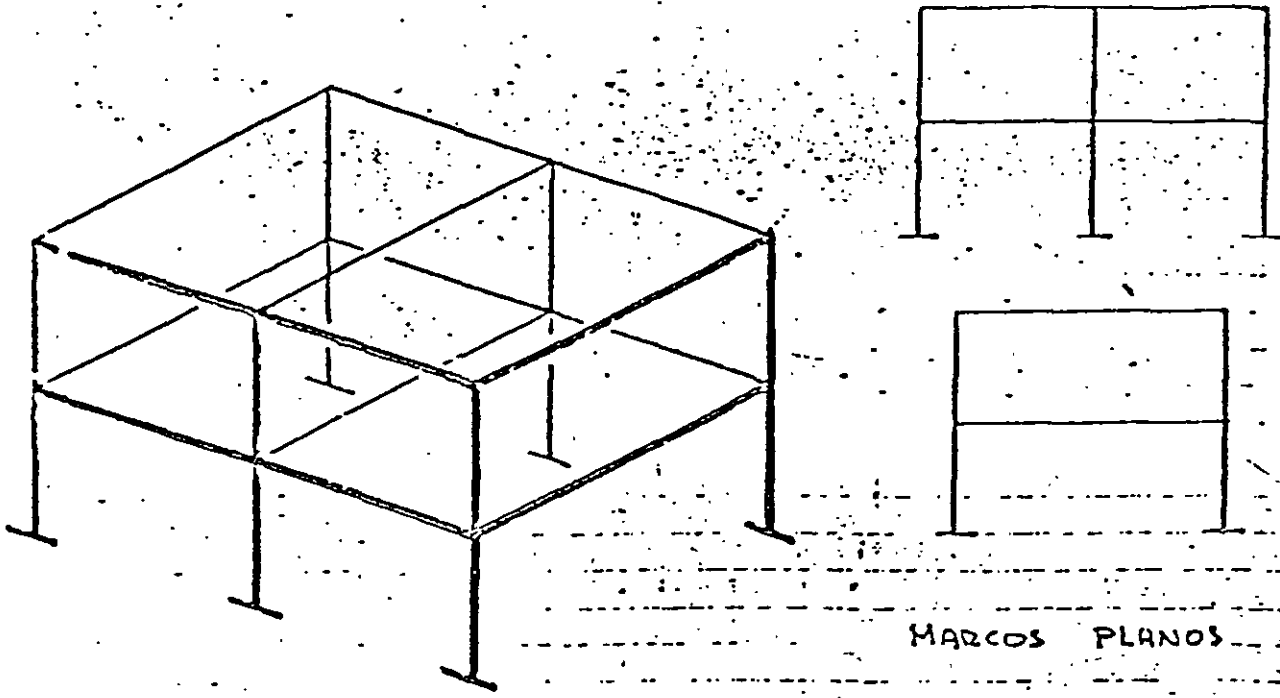


FIG. 3 Marcos contraventados

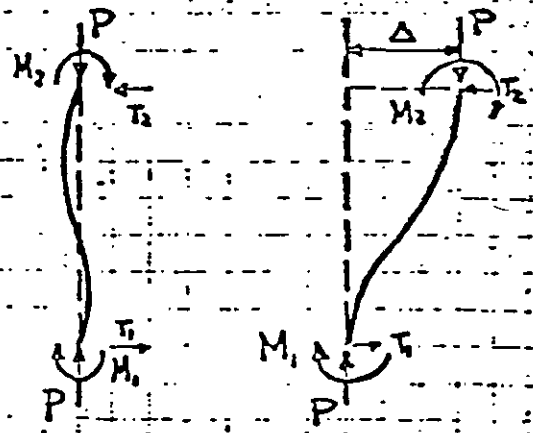
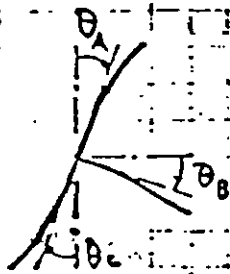
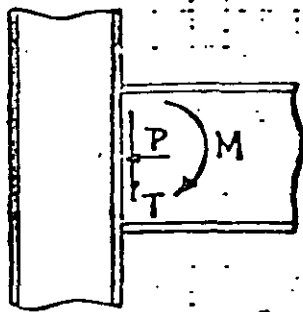
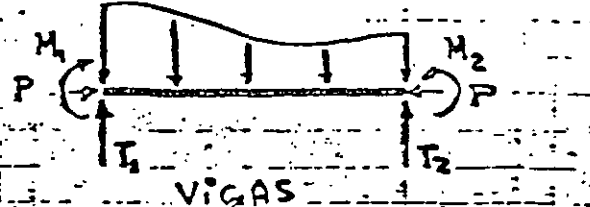
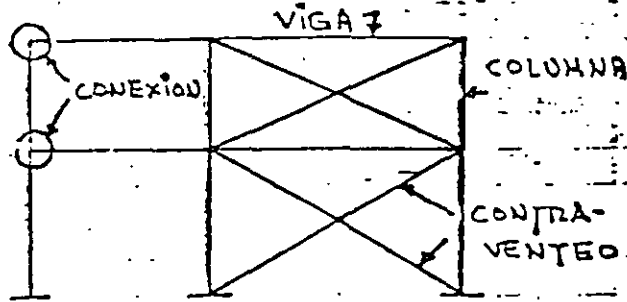
NÚMERO DE ESTRUCTURAS



MARCOS PLANOS

MARCO ESPACIAL (TRIDIMENSIONAL)

- ELEMENTOS QUE COMPONEN UN MARCO RÍGIDO, PAPEL QUE DESEMPEÑAN Y SOLICITACIONES A LAS QUE ESTÁN SOJETOS



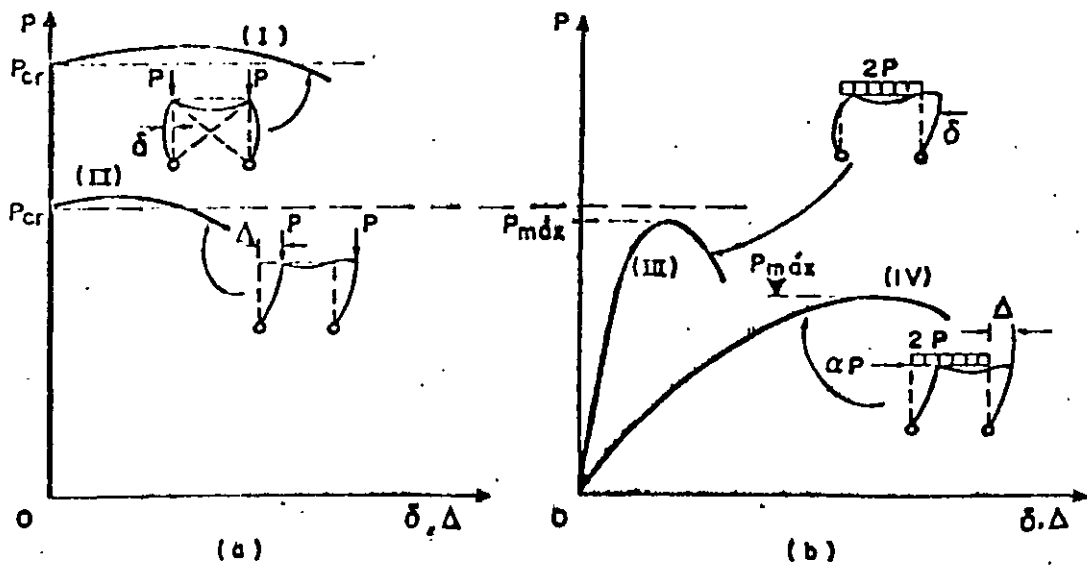


FIG. 5

Curvas carga-desplazamiento de marcos que fallan por pandeo y por inestabilidad

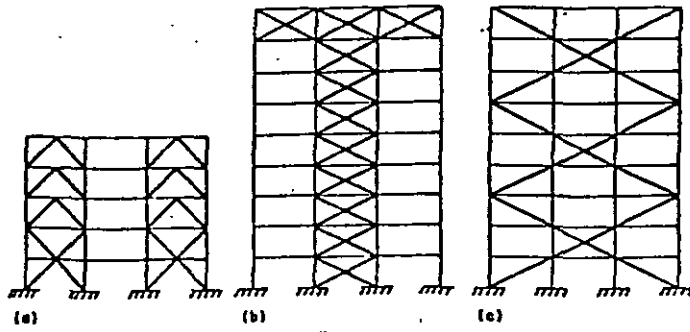


FIG. 6

Arrangements of Bracing Systems

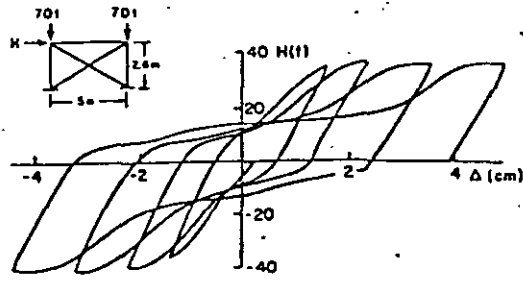


FIG. 7 Typical Pinched Hysteretic Loops for Concentrically Braced Frame (26) (1 cm = 0.39 in.; 1 ton = 2.20 kips)

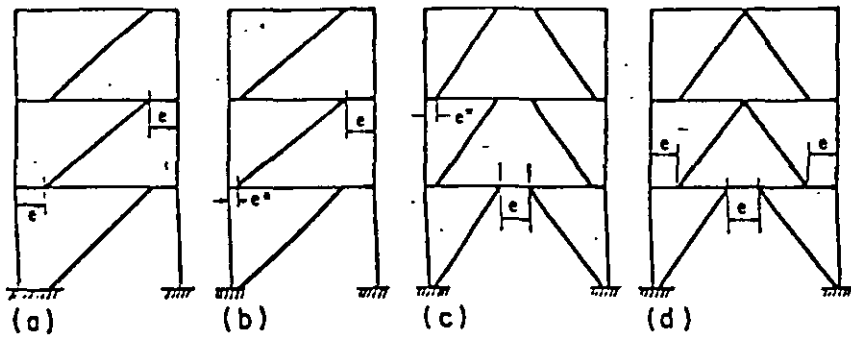


FIG. 8

Alternative Arrangements of Eccentric Bracing (5)

CONTENIDOS QUE COMPRENDEN LAS NTC PARA DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO (RDF 87).

1. CONSIDERACIONES GENERALES
2. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS
3. RESISTENCIA
 - 3.1 MIEMBROS EN TENSIÓN
 - 3.2 MIEMBROS EN COMPRESIÓN
 - 3.3 MIEMBROS EN FLEXIÓN
 - 3.4 MIEMBROS FLEXOCOMPRESIÓN
 - 3.5 MIEMBROS EN FLEXOTENSIÓN
 - 3.6 CONSTRUCCIÓN COMPUESTA
 - 3.7 ALMAS Y PATINES CON CARGAS CONCENTRADAS
4. REQUISITOS ADICIONALES PARA DISEÑO
5. CONEXIONES
6. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO
7. EFECTOS DE CARGAS VARIABLES REPETIDAS (FATIGA)
8. FALLA FRÁGIL
9. OTROS METALES
10. EJECUCIÓN DE LAS OBRAS
11. ESTRUCTURAS DÚCTILES

CONSIDERACIONES GENERALES

CRITERIOS DE DISEÑO. EL DIMENSIONAMIENTO SE EFECTUARÁ SIGUIENDO LOS CRITERIOS RELATIVOS A ESTADOS LÍMITE DE FALLA Y DE SERVICIO QUE SE ESTABLECEN EN EL TÍTULO VI DEL REGLAMENTO.

SE PERMITEN PROCEDIMIENTOS ALTERNATIVOS QUE PROPORCIONEN, A JUICIO DEL DEPARTAMENTO DEL D.F., NIVELES DE SEGURIDAD NO MENORES QUE LOS QUE SE OBTIENEN CON LAS NTC. Y EL REGLAMENTO.

$$F_R R_N \geq F_c \sum S_N$$

DEBE REVISARSE QUE SE CUMPLE ESTA CONDICIÓN PARA LOS EDOS. LÍMITE DE FALLA CORRESPONDIENTES A TODAS LAS CONDICIONES DE CARGA DE INTENSIDADES, Y QUE SE SATISFACEN TAMBIÉN LOS EDOS. LÍMITE DE SERVICIO PROPIOS DEL PROBLEMA EN ESTUDIO.

LOS VALORES DE LAS ACCIONES, SUS COMBINACIONES Y LOS FACTORES DE CARGA (2º MIEMBRO DE LA EXPRESIÓN: ACCIONES DE DISEÑO) SE FIJAN EN EL TÍTULO VI DEL REGLAMENTO, MIENTRAS QUE EN LAS NTC SE ESTIPULAN LOS FACTORES DE RESISTENCIA Y LOS PROCEDIMIENTOS PARA EVALUAR LAS RESISTENCIAS NOMINALES DE LOS ELEMENTOS MÁS COMUNES EN ESTRUCTURAS METÁLICAS (1º MIEMBRO: RESISTENCIAS DE DISEÑO).

TIPOS DE ESTRUCTURAS Y MÉTODOS DE ANÁLISIS

ESTRUCTURAS TIPO 1 (ESTR. CONTINUAS, MARCOS RÍGIDOS)

ESTRUCTURAS TIPO 2 (CONEXIONES LIBRES ANGULARMENTE)

LAS ESTRUCTURAS DE CUALQUIERA DE LOS DOS TIPOS PUEDEN ANALIZARSE ELÁSTICAMENTE. LAS DEL TIPO 1 PUEDEN ANALIZARSE TAMBIÉN UTILIZANDO MÉTODOS PLÁSTICOS, PERO PARA ELLO ES NECESARIO QUE EL MATERIAL TENGA CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS ADECUADAS Y QUE SE EVITEN FALLAS PREMATURAS POR PANDEO, LOCAL, LATERAL O DE CONJUNTO, O DE TIPO FRÁGIL.

EN LAS ESTR. TIPO 1, ANALIZADAS ELÁSTICAMENTE, SE PERMITE REDISTRIBUIR LOS MOMENTOS OBTENIDOS DEL ANÁLISIS, SI SE CUMPLEN CIERTOS REQUISITOS QUE SE ESTIPULAN EN LAS NTC.

PROPIEDADES GEOMÉTRICAS

ÁREAS DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES. SE DEFINEN "ÁREA TOTAL", "ÁREA NETA" Y "ÁREA NETA EFECTIVA" DE UN MIEMBRO, Y SE INDICA CÓMO DETERMINARLAS.

EL "ÁREA NETA" SE REFIERE A ELEMENTOS CON AGUJEROS, PARA REMACHES O TORNILLOS, Y EL "ÁREA NETA EFECTIVA" A LA MANERA EN QUE LOS MIEMBROS EN TENSIÓN ESTÁN CONECTADOS CON EL RESTO DE LA ESTRUCTURA Y A LA FORMA EN QUE SE TRANSMITEN LAS FUERZAS QUE OBRAN EN ELLOS.

ESTABILIDAD Y RELACIONES DE ESBELTEZ. SE ESPECIFICAN AQUI REQUISITOS DE CARÁCTER GENERAL PARA ASEGURAR LA ESTABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS EN CONJUNTO Y LA DE CADA UNO DE SUS ELEMENTOS

SE DEFINE RELACIÓN DE ESBELTEZ PARA MIEMBROS EN COMPRESIÓN O EN TENSIÓN, Y SE INDICA CÓMO CALCULAR EL FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA DE LAS COLUMNAS, PARA LO CUAL SE CONSIDERAN TRES CASOS, QUE DEPENDEN DE LAS CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ESTRUCTURA DE LA QUE FORMA PARTE EL MIEMBRO QUE SE ESTÁ DISEÑANDO Y DE LAS CONDICIONES DE SUJECIÓN EN SUS EXTREMOS:

- MIEMBROS CON EXTREMOS FIJOS LINEALMENTE ($K \leq 1.0$).
- MIEMBROS EN LOS QUE PUEDEN DESPRECIARSE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ DEBIDOS A DESPLAZAMIENTOS LINEALES DE SUS EXTREMOS ($K \leq 1.0$).
- MIEMBROS EN LOS QUE NO PUEDEN DESPRECIARSE LOS EFECTOS ANTERIORES ($K > 1.0$).

LAS COLUMNAS DE ESTRUCTURAS REGULARES SE ENCUENTRAN EN EL CASO b) CUANDO SE CUMPLE LA CONDICIÓN

$$\frac{\Delta}{h} \leq 0.08 \frac{V}{\Sigma P}$$

Δ ES EL DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE LOS NIVELES QUE LIMITAN EL ENTREPISO EN ESTUDIO, h LA ALTURA DE ENTREPISO, V LA FUERZA CORTANTE EN EL ENTREPISO Y ΣP EL PESO TOTAL DE LA CONSTRUCCIÓN POR ENCIMA DE ÉL.

EN EL CÁLCULO DE LOS DESPLAZAMIENTOS SE TOMA EN CUENTA LA RIGIDEZ DE TODOS LOS ELEMENTOS QUE FORMAN PARTE DE LA ESTRUCTURA.

LA EXPRESIÓN ANTERIOR SE APLICA A ENTREPISOS COMPLETOS, NO A MARCO AISLADOS. ---

AL FINAL DE ESTE CAPÍTULO SE PROPORCIONAN RECOMENDACIONES DE CARÁCTER GENERAL PARA EL DISEÑO DE MARCOS CONTRAVENTEADOS Y DE MARCOS SIN CONTRAVENTEADO.

RELACIONES ANCHO/GRUESO Y PANDEO LOCAL

LAS SECCIONES ESTRUCTURALES SE CLASIFICAN EN CUATRO TIPOS, EN FUNCIÓN DE LAS RELACIONES ANCHO/GRUESO MÁXIMAS DE SUS ELEMENTOS PLANOS QUE TRABAJAN EN COMPRESIÓN AXIAL, EN COMPRESIÓN DEBIDA A FLEXIÓN O EN FLEXOCOMPRESIÓN.

... LAS SECCIONES TIPO 1 (SECCIONES PARA DISEÑO PLÁSTICO) PUEDEN ALCANZAR EL MOMENTO PLÁSTICO Y CONSERVARLO DURANTE LAS DOTACIONES NECESARIAS PARA LA REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS EN LA ESTRUCTURA.

... LAS SECCIONES TIPO 2 (SECCIONES COMPACTAS) PUEDEN ALCANZAR EL MOMENTO PLÁSTICO, PERO NO TIENEN CAPACIDAD DE DOTACIÓN BAJO MOMENTO CONSTANTE DE ESA MAGNITUD.

... LAS SECCIONES TIPO 3 (SEC. NO COMPACTAS) PUEDEN ALCANZAR EL MOMENTO CORRESPONDIENTE A LA INICIACIÓN DEL FLUJO PLÁSTICO.

... LAS SECCIONES TIPO 4 (SEC. ESBELTAS) TIENEN COMO EDO. LÍMITE DE RESIST. EL PANDEO LOCAL DE ALGUNO DE LOS ELEMENTOS PLANOS QUE LAS COMPONEN.

LOS EDO. LÍMITE DE RESISTENCIA SON:

SEC. TIPO 1. DESARROLLO DEL MOMENTO PLÁSTICO EN VIGAS Y DEL MOM. PLÁSTICO REDUCIDO POR COMPRESIÓN EN BARRAS FLEXOCOMPRESIONADAS, CON CAPACIDAD DE DOTACIÓN SUFICIENTE PARA SATISFACER LOS REQUISITOS DEL ANÁLISIS PLÁSTICO.

SEC. TIPO 2. IGUAL QUE LAS TIPO 1, PERO SIN REQUISITOS DE CAPACIDAD DE DOTACIÓN

SEC. TIPO 3. DESARROLLO DEL MOMENTO CORRESPONDIENTE A LA INICIACIÓN DEL FLUJO PLÁSTICO EN VIGAS, O DE ESE MOMENTO REDUCIDO POR FLEXOCOMPRESIÓN EN BARRAS FLEXOCOMPRESIONADAS.

SEC. TIPO 4. PANDEO LOCAL DE ALGUNO DE LOS ELEMENTOS PLANOS QUE LAS COMPONEN.

DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA DE DISEÑO DE SEC. TIPO 4 (ESBELTAS)

ELEMENTOS PLANOS NO ATIESADOS. EN LA DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA DE DISEÑO DE ELEMENTOS PLANOS NO ATIESADOS COMPRIMIDOS, DE RELACIÓN ANCHO/GRUESO MAYOR QUE EL LÍMITE CORRESPONDIENTE A SEC. TIPO 3, Y EN LA DE MIEMBROS ESTRUCTURALES QUE CONTIENEN ELEMENTOS PLANOS DE ESTE TIPO, DEBE INCLUIRSE UN FACTOR DE REDUCCIÓN Q_s , QUE SE CALCULA COMO SIGUE:

a) PARA ÁNGULOS AISLADOS:

$$\text{SI } 640/\sqrt{F_y} < b/t < 1300/\sqrt{F_y}, \quad Q_s = 1.340 - 0.00053 (b/t) \sqrt{F_y} \quad (2.3.1)$$

$$\text{SI } b/t \geq 1300/\sqrt{F_y}, \quad Q_s = 1090000/[F_y (b/t)^2] \quad (2.3.2)$$

b) PARA ÁNGULOS O PLACAS QUE SOBRESALEN DE COLUMNAS U OTROS MIEMBROS COMPRIMIDOS, Y PARA PATINES COMPRIMIDOS DE VIGAS Y TRABES ABUADAS:

$$\text{SI } 830/\sqrt{F_y} < b/t < 1470/\sqrt{F_y}, \quad Q_s = 1.415 - 0.00052 (b/t) \sqrt{F_y} \quad (2.3.3)$$

$$\text{SI } b/t \geq 1470/\sqrt{F_y}, \quad Q_s = 1400000/[F_y (b/t)^2] \quad (2.3.4)$$

ELEMENTOS PLANOS ATIESADOS. EN LA DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES GEOMÉTRICAS NECESARIAS PARA CALCULAR LA RESISTENCIA DE DISEÑO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES QUE CONTIENEN ELEMENTOS PLANOS ATIESADOS COMPRIMIDOS DE RELACIÓN ANCHO/GRUESO MAYOR QUE EL LÍMITE CORRESPONDIENTE A SEC. TIPO 3, DEBE UTILIZARSE UN ANCHO EFECTIVO REDUCIDO b_e , QUE SE CALCULA:

a) PARA PATINES DE SEC. CUADRADAS O RECTANGULARES HUECAS, CON PAREDES DE GRUESO UNIFORME:

$$b_e = \frac{2730t}{\sqrt{f}} \left[1 - \frac{540}{(b/t)\sqrt{f}} \right] \leq b \quad (2.3.5)$$

b) PARA CUALQUIER OTRO ELEMENTO PLANO ATIESADO COMPRIMIDO UNIFORMEMENTE:

$$b_e = \frac{2730t}{\sqrt{f}} \left[1 - \frac{480}{(b/t)\sqrt{f}} \right] \leq b \quad (2.3.6)$$

b y t SON EL ANCHO Y EL GRUESO DEL ELEMENTO COMPRIMIDO, b_e EL ANCHO EFECTIVO REDUCIDO, Y f ES EL ESFUERZO DE COMPRESIÓN EN EL ELEMENTO ATIESADO, PRODUCIDO POR LAS SOLICITACIONES DE DISEÑO, BASADO EN LAS PROPIEDADES GEOMÉTRICAS QUE SE EMPLEAN PARA CALCULAR LA RESISTENCIA DE DISEÑO DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL DEL QUE FORMA PARTE.

EL FACTOR DE ÁREA Q_2 ES EL COCIENTE DEL ÁREA EFECTIVA DE LA SECCIÓN ENTRE SU ÁREA TOTAL, Y EL ÁREA EFECTIVA ES IGUAL A LA TOTAL MENOS LA SUMA DE LOS PRODUCTOS $(b-b_e)t$ DE TODOS LOS ELEMENTOS PLANOS ATIESADOS QUE HAYA EN LA SECCIÓN.

SECCIONES FORMADAS POR ELEMENTOS PLANOS ATIESADOS Y ELEMENTOS PLANOS NO ATIESADOS. EN LA DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA DE DISEÑO DE MIEMBROS CUYA SECCIÓN TRANSVERSAL CONTIENE ELEMENTOS PLANOS NO ATIESADOS Y ELEMENTOS PLANOS ATIESADOS INTERVIENE EL FACTOR $Q = Q_1 Q_2$. EL ESFUERZO f QUE SE UTILIZA EN LA EC. 2.3.5 Ó 2.3.6 PARA CALCULAR EL ANCHO EFECTIVO b_e DE LOS ELEMENTOS PLANOS ATIESADOS NO TIENE QUE SER MAYOR QUE EL PRODUCTO $Q_1 F_y$ DONDE Q_1 , QUE SE CALCULA CON LA EC. 2.3.3 Ó 2.3.4, CORRESPONDE AL ELEMENTO NO ATIESADO QUE TIENE LA MAYOR RELACIÓN b/t .

RESISTENCIA

EN ESTE CAPÍTULO SE PROPORCIONAN FÓRMULAS Y RECOMENDACIONES PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA DE DISEÑO DE MIEMBROS DE ACERO ESTRUCTURAL Y DE MIEMBROS COMPUESTOS, FORMADOS POR PERFILES DE ACERO QUE TRABAJAN EN CONJUNTO CON ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO O CON RECUBRIMIENTOS O RELLENOS DE ESTE MATERIAL, SOMETIDOS A LAS SOLICITACIONES MÁS COMUNES EN ESTRUCTURAS RETICULARES.

PARTES QUE DEBEN COMPONER CADA UNO DE LOS CAPÍTULOS DE DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

- I. ESTADOS LÍMITE DE INTERÉS, TANTO DE FALLA COMO DE SERVICIO
- II. COMBINACIONES DE CARGA QUE DEBEN CONSIDERARSE AL ESTUDIAR CADA ESTADO LÍMITE. FACTORES DE CARGA.
- III. FÓRMULAS Y PROCEDIMIENTOS PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA DE DISEÑO CORRESPONDIENTE A CADA ESTADO LÍMITE DE FALLA. FACTORES DE RESISTENCIA.
- IV. MÉTODOS PARA DISEÑAR LA ESTRUCTURA EN CONDICIONES DE SERVICIO.

MIEMBROS EN TENSION

ESTADOS LIMITE. SE CONSIDERARÁN LOS ESTADOS LIMITE DE FLUJO PLÁSTICO EN LA SECCIÓN TOTAL Y DE FRACTURA EN EL ÁREA NETA.

RESISTENCIA DE DISEÑO. LA RESISTENCIA DE DISEÑO R_t DE UN ELEMENTO ESTRUCTURAL EN TENSION ES LA MENOR DE LAS SIGUIENTES :

a. ESTADO LIMITE DE FLUJO PLÁSTICO EN LA SECCIÓN TOTAL :

$$F_R = 0.90, \quad R_t = A_t F_y F_R$$

b. ESTADO LIMITE DE FRACTURA EN LA SECCIÓN NETA :

$$F_R = 0.75, \quad R_t = A_e F_u F_R$$

A_t ES EL ÁREA TOTAL DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL MIEMBRO, A_e SU ÁREA NETA EFECTIVA, F_y EL ESFUERZO EN EL LIMITE INFERIOR DE FLUENCIA DEL MATERIAL Y F_u SU ESFUERZO MÍNIMO ESPECIFICADO DE RUPTURA EN TENSION. F_R ES EL FACTOR DE DISMINUCIÓN DE LA RESISTENCIA.

MIEMBROS EN COMPRESIÓN

ESTADOS LÍMITE. PARA EL DISEÑO DE MIEMBROS COMPRIMIDOS HECHOS CON SECCIONES TIPO 1, 2 O 3 SE CONSIDERARÁ EL ESTADO LÍMITE DE PANDEO POR FLEXIÓN; EN SECCIONES TIPO 4 SE CONSIDERARÁ, ADEMÁS, EL EDO. LÍMITE DE PANDEO LOCAL. EN COLUMNAS DE SECCIÓN TRANSVERSAL CON UNO O NINGÚN EJE DE SIMETRÍA, COMO ÁNGULOS O TÉS, O CON DOS EJES DE SIMETRÍA PERO BAJA RIGIDEZ TORSIONAL, COMO LAS SECCIONES EN FORMA DE CRUZ O LAS FORMADAS POR PLACAS DE PEQUEÑO ESPESOR, SE TENDRÁN EN CUENTA TAMBIÉN LOS EDOS. LÍMITE DE PANDEO POR FLEXOTORSIÓN Y POR TORSIÓN.

EN COLUMNAS COMPUESTAS, DEL TIPO DE LAS FORMADAS POR CUATRO ÁNGULOS LIGADOS ENTRE SÍ POR CELOSÍAS, SE CONSIDERARÁN LOS EDOS. LÍMITE DEL MIEMBRO COMPLETO Y DE CADA UNO DE LOS ELEMENTOS COMPRIMIDOS QUE LO FORMAN.

RESISTENCIA DE DISEÑO. LA RESISTENCIA DE DISEÑO R_c DE UN ELEMENTO ESTRUCTURAL DE EJE RECTO Y DE SECCIÓN TRANSVERSAL CONSTANTE SOMETIDO A COMPRESIÓN AXIAL SE DETERMINA COMO SE INDICA A CONTINUACIÓN (PRESENTAREMOS AQUÍ SÓLAMENTE LAS FÓRMULAS QUE CORRESPONDEN A SECCIONES TIPO 1, 2 O 3; EN LAS NTC SE CUBREN TAMBIÉN LAS SECCIONES TIPO 4).

ESTADO LÍMITE DE PANDEO POR FLEXIÓN.

a. MIEMBROS DE SECCIÓN TRANSVERSAL H O RECTANGULAR HUECA

$$F_r = 0.90$$

$$R_c = \frac{F_y}{[1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n}]^{1/n}} A_t F_R$$

A_t ES EL ÁREA TOTAL DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA COLUMNA.

$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}}$, DONDE KL/r ES LA RELACIÓN DE ESBELTEZ EFECTIVA MÁXIMA DE LA COLUMNA.

n ES UN COEFICIENTE ADIMENSIONAL, QUE VALE :

COLUMNAS DE SECCIÓN TRANSVERSAL H, LAMINADAS O HECHAS CON TRES PLACAS SOLDADAS, OBTENIDAS CORTÁNDOLAS CON OXÍGENO DE PLACAS MÁS ANCHAS, Y COLUMNAS DE SECCIÓN TRANSVERSAL RECTANGULAR HUECA, LAMINADAS O HECHAS CON CUATRO PLACAS SOLDADAS, QUE CUMPLEN LOS REQUISITOS DE LAS SECCIONES TIPO 1, 2 Ó 3 :

$$n = 1.4$$

COLUMNAS DE SECCIÓN TRANSVERSAL H, HECHAS CON TRES PLACAS LAMINADAS SOLDADAS ENTRE SÍ, QUE CUMPLEN LOS REQUISITOS DE LAS SECCIONES TIPO 1, 2 Ó 3 :

$$n = 1.0$$

CUANDO EL VALOR DE F_y DEL ACERO ES 3500 KG/CM² O MÁS, PUEDEN UTILIZARSE VALORES MAYORES DE n , SI SE EFECTÚA UN ESTUDIO QUE LO JUSTIFIQUE.

b MIEMBROS CUYA SECCIÓN TRANSVERSAL TIENE UNA FORMA CUALQUIERA,

NO INCLUIDA EN a. $F_R = 0.85$

$$\text{Si } KL/r \geq (KL/r)_c, \quad R_c = \frac{20120000}{(KL/r)^2} A_t F_R$$

$$\text{Si } KL/r < (KL/r)_c, \quad R_c = A_t F_y \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^2} \right] F_R$$

$$(KL/r)_c = 6340 / \sqrt{F_y}$$

KL/r ES LA RELACIÓN DE ESBELTEZ EFECTIVA MÁXIMA DE LA COLUMNA Y $(KL/r)_c$ EL VALOR DE LA MISMA QUE SEPARA EL PANDEO ELÁSTICO DEL INELÁSTICO.

TOHANDO A_t EN CM² Y F_y EN KG/CM², R_c SE OBTIENE EN KG.

ESTADO LÍMITE DE PANDEO LOCAL. CUANDO LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA COLUMNA ES TIPO 4, LA RESISTENCIA DE DISEÑO R_c SE DETERMINA, CUALQUIERA QUE SEA LA FORMA DE LA SECCIÓN, COMO SIGUE:

$$\text{SI } KL/r \geq (KL/r)_c^*, \quad R_c = \frac{20120000}{(KL/r)^2} A_t F_e \quad (3.2.4)$$

$$\text{SI } KL/r < (KL/r)_c^*, \quad R_c = Q A_t F_y \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^{*2}} \right] F_e \quad (3.2.5)$$

$$(KL/r)_c^* = 6340 / \sqrt{Q F_y} ; F_e = 0.75$$

EN MIEMBROS DE SECCIÓN TRANSVERSAL H O RECTANGULAR HUECA, LOS VALORES DE R_c OBTENIDOS CON LAS ECS. 3.2.4 Y 3.2.5 NO DEBEN SER MAYORES QUE LOS OBTENIDOS CON LA EC. 3.2.1 MULTIPLICADOS POR EL FACTOR Q .

EL ÁREA A_t Y EL RADIO DE GIRO r DE LAS ECS. 3.2.4 Y 3.2.5 SON LOS DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL TOTAL.

Q ES UN FACTOR DE PANDEO LOCAL, DADO POR

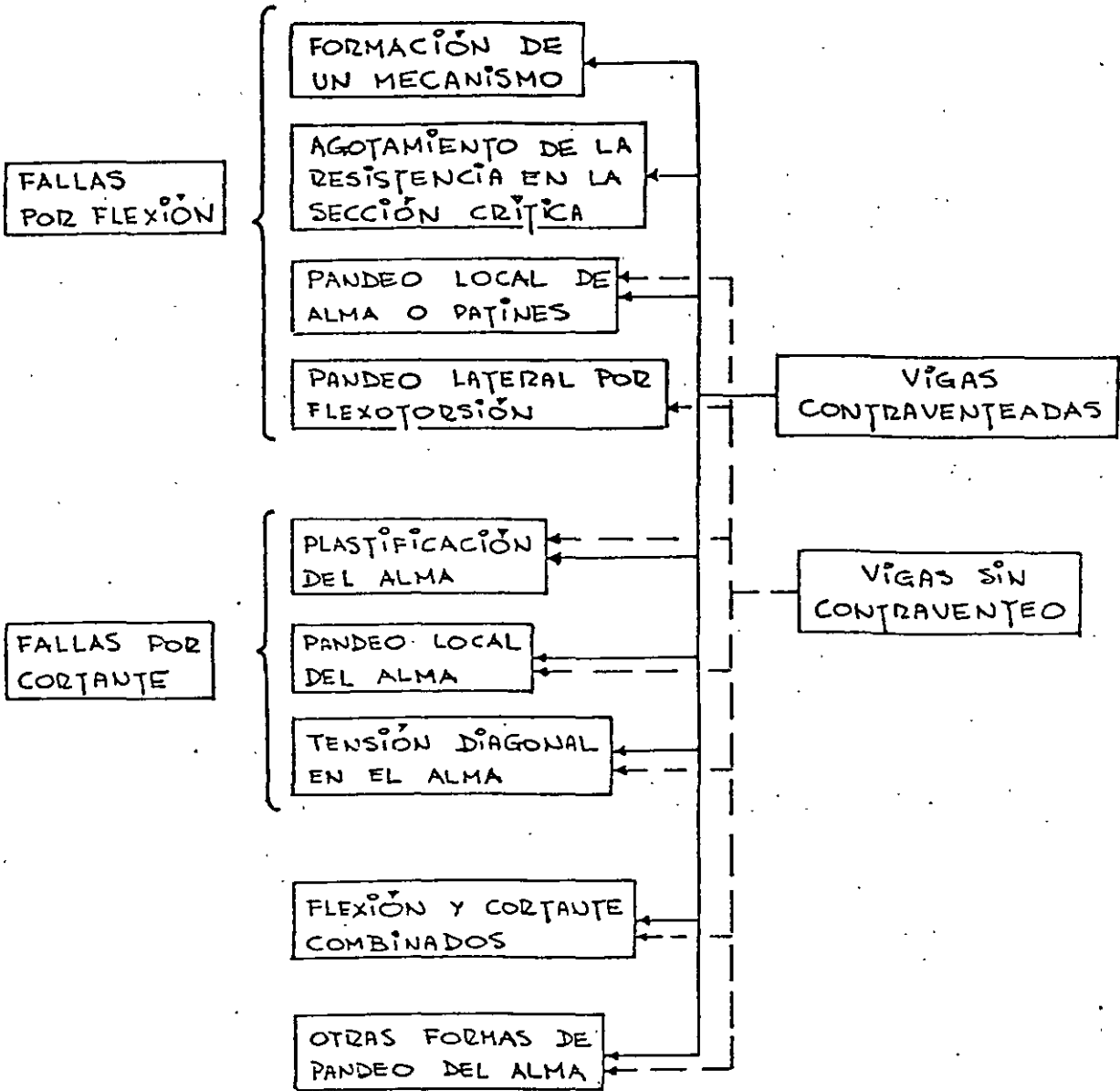
$$Q = Q_1 Q_2$$

Q_1 Y Q_2 SE CALCULAN COMO SE INDICÓ MÁS ARRIBA; Q_1 CORRESPONDE AL ELEMENTO PLANO NO ATIESADO QUE TIENE LA MAYOR RELACIÓN b/t .

EN SECCIONES FORMADAS EXCLUSIVAMENTE POR ELEMENTOS PLANOS ATIESADOS Q_1 SE TOMA IGUAL A 1.0, Y EN SECCIONES FORMADAS EXCLUSIVAMENTE POR ELEMENTOS PLANOS NO ATIESADOS Q_2 SE TOMA IGUAL A 1.0.

MIEMBROS EN FLEXIÓN

ESTADOS LÍMITE



SÓLO LOS ESTADOS LÍMITE POR FORMACIÓN DE UN MECANISMO CON ARTICULACIONES PLÁSTICAS Y POR PADEO LATERAL NO SON COMUNES A LAS VIGAS CONTRAVENTEADAS Y A LAS QUE NO TIENEN CONTRAVENTEADO. LOS ESTADOS LÍMITE RESTANTES PUEDEN PRESENTARSE EN UNO U OTRO CASO.

RESISTENCIA DE DISEÑO. LA RESISTENCIA DE DISEÑO, M_R , DE UNA VIGA O TRABE DE EJE RECTO Y SECCIÓN TRANSVERSAL CONSTANTE SE DETERMINA COMO SE INDICA EN LO QUE SIGUE.

MIEMBROS SOPORTADOS LATERALMENTE ($L \leq L_u$)

SECCIONES TIPO 1 ó 2: $M_R = F_y Z F_y = F_y M_p$

PUEDA UTILIZARSE LA TEORÍA PLÁSTICA CUANDO LAS SECCIONES SON TIPO 1 Y LA DISTANCIA ENTRE PUNTOS DEL PAJÍN COMPRIMIDO SOPORTADOS LATERALMENTE NO EXCEDE DE L_p , EN ZONAS DE FORMACIÓN DE ARTICULACIONES PLÁSTICAS ASOCIADAS CON EL MECANISMO DE COLAPSO.

SECCIONES TIPO 3: $M_R = F_y S F_y = F_y M_y$

EN SECCIONES I O H FLEXIONADAS ALREDEDOR DE CUALQUIERA DE SUS EJES CENTROIDALES Y PRINCIPALES PUEDE TOMARSE UN VALOR DE M_R COMPRENDIDO ENTRE $F_y M_y$ Y $F_y M_p$ CALCULADO POR INTERPOLACIÓN LINEAL, TENIENDO EN CUENTA QUE ESOS VALORES CORRESPONDEN, RESPECTIVAMENTE, A RELACIONES ANCHO/GRUESO DE LOS PATINES DE $830/\sqrt{F_y}$ Y $540/\sqrt{F_y}$.

NO HAY LÍMITES EN LA LONGITUD SIN SOPORTE LATERAL CUANDO LA SECCIÓN TRANSVERSAL ES TIPO 1, 2 ó 3, CIRCULAR O CUADRADA, HUECA O MACIZA, O CUANDO LA VIGA, CUALQUIERA QUE SEA LA FORMA DE SU SECCIÓN TRANSVERSAL, SE FLEXIONA ALREDEDOR DEL EJE DE MENOR MOMENTO DE INERCIA.

SECCIONES TIPO 4. SE DAN RECOMENDACIONES PARA TOMAR EN CUENTA LA POSIBLE FALLA POR PAUDEO LOCAL DE ESTAS SECCIONES.

EN LAS EXPRESIONES ANTERIORES, $F_y = 0.90$, Z Y S SON LOS MÓDULOS DE SECCIÓN PLÁSTICO Y ELÁSTICO, $M_p = Z F_y$ ES EL MOMENTO PLÁSTICO RESISTENTE DE LA SECCIÓN, Y $M_y = S F_y$ EL MOMENTO CORRESPONDIENTE A LA ADICIÓN DEL ESFUERZO DE FLUENCIA EN ELLA (SIN CONSIDERAR ESFUERZOS RESIDUALES).

L ES LA DISTANCIA ENTRE PUNTOS DEL PATÍN COMPONIDO DE LA VIGA...
 OPORTADOS LATERALMENTE.

L_p ES LA LONGITUD MÁXIMA NO SOPORTADA LATERALMENTE PARA LA QUE EL MIEMBRO
 PUEDE DESARROLLAR TODAVÍA EL MOMENTO M_p , Y CONSERVARLO DURANTE LAS ROTACIONES
 NECESARIAS PARA LA FORMACIÓN DEL MECANISMO DE COLAPSO.

PARA SECCIONES I:
$$L_p = \frac{253000 + 155000 (M_1/M_p)}{F_y} r_y$$

PARA SECCIONES II:
$$L_p = \frac{352000 + 211000 (M_1/M_p)}{F_y} r_y \leq \frac{211000 r_y}{F_y}$$

TOMANDO F_y EN KG/CM^2 Y r_y EN CM , L_p SE OBTIENE EN CM .

L_u ES LA LONGITUD MÁXIMA NO SOPORTADA LATERALMENTE PARA LA QUE EL MIEMBRO
 PUEDE DESARROLLAR TODAVÍA EL MOMENTO M_p , SIN EXIGIR CAPACIDAD DE ROTACIÓN.

MÁS ADELANTE SE DAN FÓRMULAS PARA CALCULARLA.

MIEMBROS NO SOPORTADOS LATERALMENTE ($L > L_u$)

SECCIONES TIPO 1 Ó 2 CON DOS EJES DE SIMETRÍA, FLEXIONADAS ALREDEDOR DEL

EJE DE MAYOR MOMENTO DE INERCIA:

Si $M_u > \frac{2}{3} M_p$,
$$M_R = 1.15 F_y M_p \left(1 - \frac{0.28 M_p}{M_u} \right) \leq F_y M_p$$

Si $M_u \leq (2/3) M_p$,
$$M_R = F_y M_u$$

M_u , MOMENTO RESISTENTE NOMINAL DE LA SECCIÓN, CUANDO EL PANDEO SE
 INICIA EN EL INTERVALO ELÁSTICO, VALE

$$M_u = \frac{\pi}{CL} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L} \right)^2 I_y C_a} = \frac{E\pi}{CL} \sqrt{I_y \left[\frac{J}{2.6} + \left(\frac{\pi}{L} \right)^2 C_a \right]}$$

EN SECCIONES I LAMINADAS O HECHAS CON PLACAS, DE DIMENSIONES SEMEJANTES
 A LAS LAMINADAS, PUEDE TOMARSE

$$M_u = \frac{1}{C} \sqrt{M_{c1}^2 + M_{c2}^2}, \text{ DONDE } M_{c1} = \frac{EAt}{L/r_y}, \quad M_{c2} = \frac{4.7 EAd}{(L/r_y)^2}$$

$F_c = 0.90$, A y d SON EL ÁREA TOTAL Y EL PERALTE DE LA SECCIÓN, I_y y I_x SU MOMENTO DE INERCIA Y RADIO DE GIRO RESPECTO AL EJE DE SIMETRÍA SITUADO EN EL PLANO DEL ALA, t EL GRUESO DEL PATÍN COMPRIMIDO, J Y C_2 LAS CONSTANTES DE TORSIÓN DE S. VENANT Y DE TORSIÓN POR ALABEO DE LA SECCIÓN, Y C , QUE PUEDE TOMARSE CONSERVADORAMENTE IGUAL A 1.0, ESTÁ DADO POR

$$C = 0.60 + 0.40 M_1/M_2 \text{ PARA TRABOS EN CURVATURA SIMPLE}$$

$$C = 0.60 - 0.40 M_1/M_2 \geq 0.40, \text{ PARA TRABOS EN CURVATURA DOBLE}$$

$C = 1.0$ CUANDO EL MOMENTO EN CUALQUIER SECCIÓN DEL TRABO NO SOPORTADO LATERALMENTE ES MAYOR QUE M_2 .

M_1 y M_2 SON, RESPECTIVAMENTE, EL MENOR Y EL MAYOR DE LOS MOMENTOS EN LOS EXTREMOS DEL TRABO EN ESTUDIO, TOMADOS EN VALOR ABSOLUTO.

L_r ES LA LONGITUD NO SOPORTADA LATERALMENTE QUE SEPARA EL PANDEO ELÁSTICO DEL INELÁSTICO.

PARA MIEMBROS DE SECCIÓN I, L_u y L_r ESTÁN DADOS POR

$$L_u = \frac{\sqrt{2}\pi}{X_u} \sqrt{\frac{EC_2}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}}, \quad L_r = \frac{\sqrt{2}\pi}{X_r} \sqrt{\frac{EC_2}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}}$$

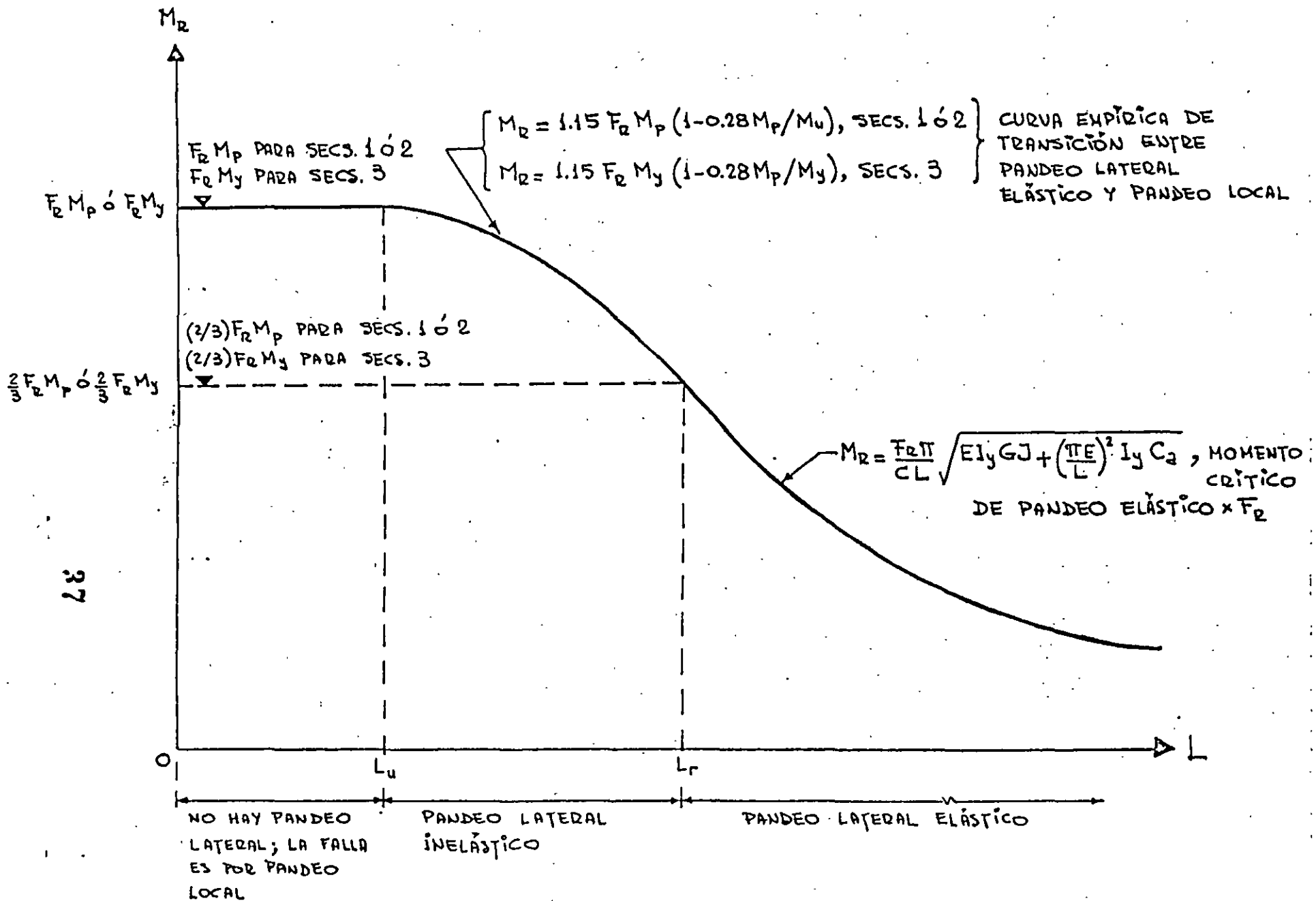
$$E = 2040000 \text{ Kg/cm}^2, \quad G = 784000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$X_u = 4.293 C \frac{Z F_y}{GJ} \sqrt{\frac{C_2}{I_y}} = 3.720 X_r, \quad X_r = \frac{4}{3} C \frac{Z F_y}{GJ} \sqrt{\frac{C_2}{I_y}}$$

EN LAS NTC SE DAN TAMBIÉN EXPRESIONES APROXIMADAS PARA CALCULAR L_u Y L_r EN SECCIONES I LAJADAS, ASÍ COMO PARA SECCIONES TRANSVERSALES RECTANGULARES.

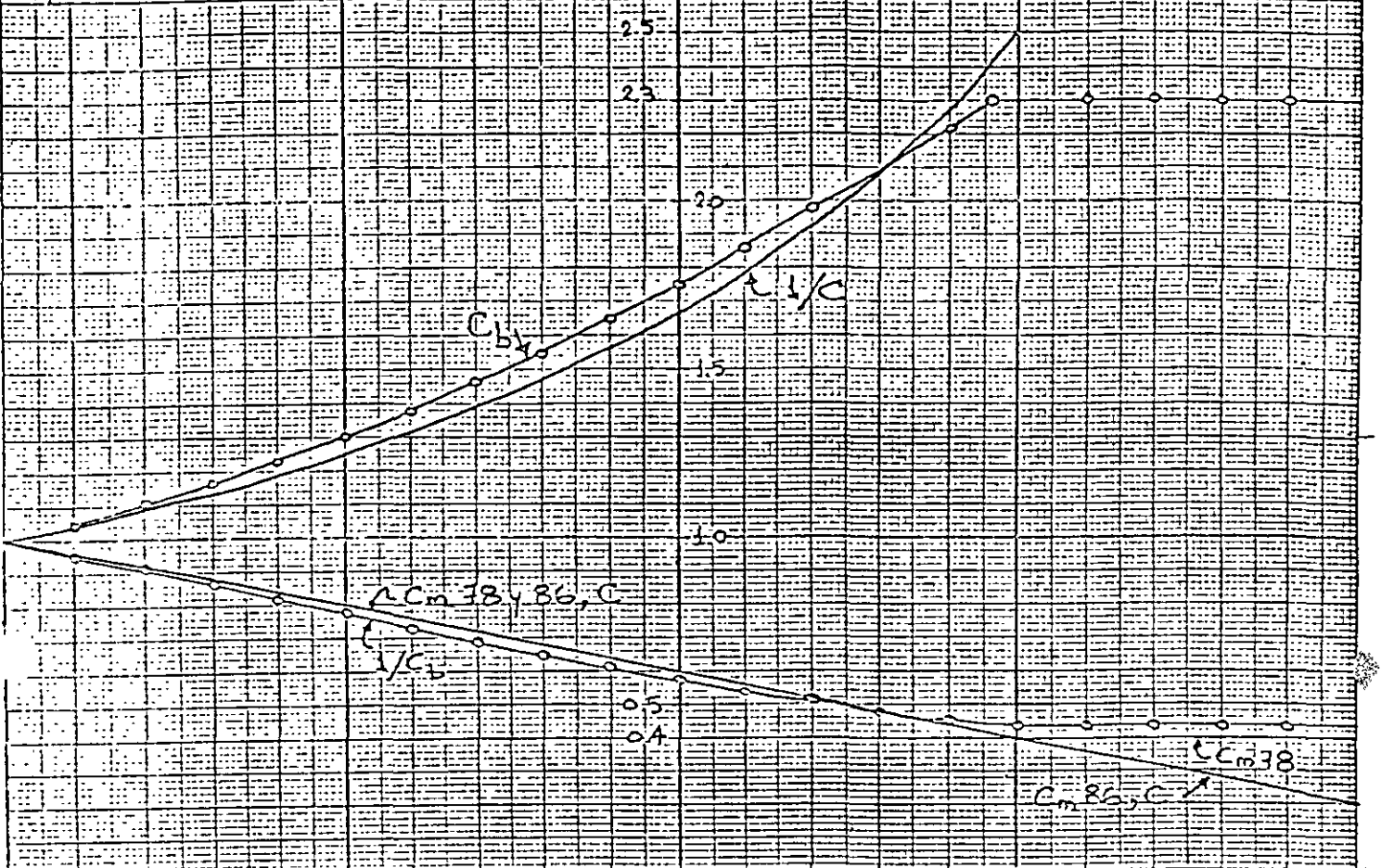
TAMBIÉN SE INDICA COMO CALCULAR LA RESISTENCIA DE DISEÑO M_R PARA SECCIONES TIPO 3 O 4 CON DOS EJES DE SIMETRÍA Y PARA CANALES EN LAS QUE ESTÉ IMPEDIDA LA ROTACIÓN ALREDEDOR DEL EJE LONGITUDINAL, FLEXIONADAS ALREDEDOR DEL EJE DE MAYOR MOMENTO DE INERCIA.

REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LA RESISTENCIA DE DISEÑO DE MIEMBROS EN FLEXIÓN



COEFICIENTES

C_b, C_m y C



1.0 0.9 0.8 0.7 0.6 0.5 0.4 0.3 0.2 0.1 0 0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 0.6 0.7 0.8 0.9 1.0
 M_1/M_2

AISC 38 y 86 $C_b = 1.35 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2 \leq 2.3$

AISC 38 $C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2) \geq 0.4$

AISC 86 $C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2)$ DESAPARECE EL LIMITE 0.4

NTC 87 FLEXIÓN $C = 0.60 + 0.40 M_1/M_2$ CURV. SIMPLE

$C = 0.60 - 0.40 M_1/M_2 \geq 0.4$ CURV. DOBLE

FLEXOCOMPRESIÓN $C = 0.60 - 0.40 M_1/M_2$ CURVATURA SIMPLE

DESAPARECE EL LIM. 0.4 $C = 0.60 - 0.40 M_1/M_2$ CURVATURA DOBLE

MIEMBROS EN FLEXIÓN :
VALORES DEL COEFICIENTE C PARA DISTINTOS CASOS DE CARGA Y SOPORTE LATERAL

CARGAS							
SOPORTE LATERAL (PLANTA)							
DIAGRAMA DE MOMENTOS							
VALORES DE C	1.0	$L_1 = 1.0$ 1.0 $L_2 = 0.60$	Si $M_1 > M_2$, $0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$ Si $M_1 < M_2$, 1.0	$L_1 \geq 0.6 - 0.4 \frac{M_3}{M_1} \geq 0.4$ $L_2 \geq 0.6 - 0.4 \frac{M_2}{M_3} \geq 0.4$	$L_1 \geq 0.6 - 0.4 \frac{M_3}{M_1} \geq 0.4$ $L_2 = 1.0$ $L_3 \geq 0.6 - 0.4 \frac{M_3}{M_4} \geq 0.4$	$L_1 = 0.6$ $L_2 = 1.0$	L_1 y $L_3 \geq 0.6$ $L_2 \geq 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2}$

RESISTENCIA DE DISEÑO AL CORTANTE. LA RESISTENCIA DE DISEÑO AL CORTANTE, V_R , DE UNA VIGA O TRABE DE EJE RECTO, Y SECCIÓN TRANSVERSAL CONSTANTE, DE SECCIÓN I, C O EN CAJÓN, ES

$$V_R = F_R V_N = F_R A_s F_s$$

$F_R = 0.90$, Y $V_N = A_s F_s$ ES LA RESISTENCIA NOMINAL, QUE SE DETERMINA MULTIPLICANDO EL ÁREA DEL ALHA O ALHAS POR EL VALOR DE F_s QUE CORRESPONDA AL CASO EN CONSIDERACIÓN. F_s SE TOMA DE LA FIGURA DE LA HOJA SIGUIENTE.

PARA PODER TOMAR COMO ESTADO LÍMITE LA FALLA POR TENSIÓN DIAGONAL, LA SECCIÓN DEBE TENER UNA SOLA ALHA (SECCIONES I: LAMINADAS O FORJADAS POR PLACAS) Y ESTAR REFORZADA CON ATIESADORES TRANSVERSALES DISEÑADOS ADECUADAMENTE.

$$k = 5.0 + \frac{5.0}{(a/h)^2}$$

" a " ES LA SEPARACIÓN ENTRE ATIESADORES TRANSVERSALES Y h EL PERALTE DEL ALHA (DISTANCIA LIBRE ENTRE PATINES). k ES UN COEFICIENTE SIN DIMENSIONES.

k SE TOMA IGUAL A 5.0 CUANDO a/h ES MAYOR QUE 3.0 O QUE $\left(\frac{260}{h/t}\right)^2$. EN ALHAS SIN ATIESADORES TRANSVERSALES, $a/h = \infty$.

MIEMBROS FLEXOCOMPRESIDOS

ESTA ES UNA DE LAS PARTES DE LAS NTC QUE HA EXPERIMENTADO CAMBIOS E MAYOR IMPORTANCIA. EN ELLA SE TRATA EL DISEÑO DE MIEMBROS DE EJE RECTO Y SECCIÓN TRANSVERSAL CONSTANTE, CON DOS EJES DE SIMETRÍA, SUJETOS A COMPRESIÓN Y A FLEXIÓN BIAXIAL.

... LAS ESTRUCTURAS SE CLASIFICAN EN REGULARES E IRREGULARES Y SE PROPORCIONAN MÉTODOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO QUE SOLO SON APLICABLES A LAS PRIMERAS, ASÍ COMO OTROS MÉTODOS DE CARÁCTER GENERAL.

MÉTODOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO. LOS ELEMENTOS MECÁNICOS DE DISEÑO PUEDEN OBTENERSE CON UN ANÁLISIS DE PRIMER ORDEN, BASADO EN LA GEOMETRÍA INICIAL DE LA ESTRUCTURA, O MEDIANTE UN ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN EN EL QUE SE TOHEN EN CUENTA, COMO MÍNIMO, LOS INCREMENTOS DE LAS FUERZAS INTERNAS PRODUCIDOS POR LAS CARGAS VERTICALES AL ACTUAR SOBRE LA ESTRUCTURA DEFORMADA Y, CUANDO SEAN SIGNIFICATIVOS, LA INFLUENCIA DE LA FUERZA AXIAL EN LAS RIGIDEZES Y FACTORES DE TRANSPORTE DE LAS COLUMNAS Y EN LOS MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO, ASÍ COMO LOS EFECTOS DE LA PLASTIFICACIÓN PARCIAL DE LA ESTRUCTURA.

LOS FACTORES QUE NO SE CONSIDERAN EN EL ANÁLISIS SE INCLUYEN, DE MANERA INDIRECTA, EN LAS FÓRMULAS DE DISEÑO.

ESTADOS LÍMITE. DEBEN CONSIDERARSE LOS EDOS. LÍMITE DE FALLA SIGUIENTES:

PAUDEO DE CONJUNTO DE UN ENTREPISO, BAJO CARGA VERTICAL.

PAUDEO INDIVIDUAL DE UNA O MÁS COLUMNAS, BAJO CARGA VERTICAL.

INESTABILIDAD DE CONJUNTO DE UN ENTREPISO, BAJO CARGAS VERTICALES Y HORIZONTALES COMBINADAS.

... FALLA INDIVIDUAL DE UNA O MÁS COLUMNAS, BAJO CARGAS VERTICALES Y HORIZONTALES COMBINADAS, POR INESTABILIDAD O PORQUE SE AGOTE LA RESISTENCIA DE ALGUNA DE SUS SECCIONES EXTREMAS.

PAUDEO LOCAL.

DEBE CONSIDERARSE TAMBIÉN UN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO, DE DEFORMACIONES LATERALES DE ENTREPISO.

MIEMBROS FLEXOCOMPRESIDOS

ES UNO DE LOS CAPÍTULOS QUE HA EXPERIMENTADO CAMBIOS DE MAYOR IMPORTANCIA.

LAS ESTRUCTURAS SE CLASIFICAN EN "REGULARES" E "IRREGULARES", PORQUE SE PROPORCIONAN MÉTODOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO QUE SÓLO SON APLICABLES A LAS PRIMERAS. OTROS MÉTODOS SON DE CARÁCTER GENERAL.

SE PERMITE EL ANÁLISIS DE PRIMER O DE SEGUNDO ORDEN, Y SE INDICAN LOS EFECTOS QUE DEBEN INCLUIRSE EN ÉSTE. SE DA UN MÉTODO APROXIMADO PARA EL ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN DE ESTRUCTURAS REGULARES.

ESTADOS LÍMITE. DEBEN CONSIDERARSE LOS ESTADOS LÍMITE DE FALLA SIGUIENTES:

PADEO DE CONJUNTO DE UN ENTREPISO, BAJO CARGA VERTICAL.

PADEO INDIVIDUAL DE UNA O MÁS COLUMNAS, BAJO CARGA VERTICAL.

INESTABILIDAD DE CONJUNTO DE UN ENTREPISO, BAJO CARGAS VERTICALES Y HORIZONTALES COMBINADAS.

FALLA INDIVIDUAL DE UNA O MÁS COLUMNAS, BAJO CARGAS VERTICALES Y HORIZ. COMBINADAS, POR INESTABILIDAD O PORQUE SE AGOTE LA RESISTENCIA DE ALGUNA DE SUS SECCIONES EXTREMAS.

DEBE CONSIDERARSE TAMBIÉN UN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO, DE DEFORMACIONES LATERALES DE ENTREPISO.

DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS EN ESTRUCTURAS REGULARES.

REVISIÓN DE LAS SECCIONES EXTREMAS.

a) SECCIONES TIPO 1 Y 2. EN CADA UNO DE LOS EXTREMOS DE LA COLUMNA DEBE SATISFACERSE LA CONDICIÓN

$$\left(\frac{M_{uox}}{M_{pcx}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{uoy}}{M_{pcy}}\right)^\alpha \leq 1.0 \quad (3.4.1)$$

M_{pcx} y M_{pcy} SON LOS MOMENTOS RESISTENTES DE DISEÑO DE LA SECCIÓN FLEXIONADA ALREDEDOR DE CADA UNO DE LOS EJES CENTROIDALES Y PRINCIPALES, CALCULADOS TENIENDO EN CUENTA LA FUERZA DE COMPRESIÓN Y SUPONIENDO, EN CADA CASO, QUE EL OTRO MOMENTO ES NULO.

$$M_{pcx} = 1.18 F_R M_{px} \left(1 - \frac{P_u}{F_R P_y}\right) \leq F_R M_{px}; \quad M_{pcy} = 1.67 F_R M_{py} \left(1 - \frac{P_u}{F_R P_y}\right) \leq F_R M_{py}$$

α TIENE ALGUNO DE LOS VALORES SIGUIENTES:

SECCIONES H	$\alpha = 1.60 - p/2L_n p$
SECCIONES EN CAJÓN, CUADRADAS	$\alpha = 1.70 - p/2L_n p$
CUALQUIER OTRA SECCIÓN	$\alpha = 1.0$

P_u , M_{uox} Y M_{uoy} SON LA FUERZA AXIAL DE DISEÑO QUE OBRA EN LA COLUMNA Y LOS MOMENTOS DE DISEÑO EN EL EXTREMO CONSIDERADO.

$F_R = 0.90$, $M_{px} = Z_x F_y$, $M_{py} = Z_y F_y$, $P_y = A_t F_y$, $p = P_u / F_R P_y$. L_n INDICA LOGARITMO NATURAL.

SI SE TOMA $\alpha = 1.0$, LA EC. 3.4.1 SE TRANSFORMA EN

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

ESTA ECUACIÓN DEBE UTILIZARSE CUANDO NO SE CONOCE α Y PUEDE EMPLEARSE, CONSERVADORAMENTE, EN VEZ DE LA EC. 3.4.1, AUN CONOCIENDO α .

b) SECCIONES TIPO 3 Y 4. EN CADA EXTREMO DEBE CUMPLIRSE:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{M_{uox}}{M_{rx}} + \frac{M_{uoy}}{M_{ry}} \leq 1.0$$

M_{rx} Y M_{ry} SE CALCULAN COMO SE INDICA EN EL CAPÍTULO DE FLEXIÓN, PARA MIEMBROS SOPORTADOS LATERALMENTE.

REVISIÓN DE LA COLUMNA COMPLETA

3) SECCIONES TIPO 1 y 2. DEBE SATISFACERSE LA CONDICIÓN

$$\left(\frac{M_{uox}^*}{M_{ucx}}\right)^\beta + \left(\frac{M_{uoy}^*}{M_{ucy}}\right)^\beta \leq 1.0 \quad (3.4.6)$$

M_{ucx} y M_{ucy} SON LOS MOMENTOS RESISTENTES DE DISEÑO DE LA COLUMNA FLEXIONADA EN CADA UNO DE SUS PLANOS DE SIMETRÍA, REDUCIDOS POR LA PRESENCIA DE LA FUERZA DE COMPRESIÓN Y POR POSIBLE PADEO LATERAL.

$$M_{ucx} = M_m \left(1 - \frac{P_u}{R_c}\right); \quad M_{ucy} = F_r M_{py} \left(1 - \frac{P_u}{R_c}\right)$$

β TIENE ALGUNO DE LOS VALORES SIGUIENTES :

SECCIONES H

$$\beta = 0.4 + p + B/D \geq 1.0, \text{ PARA } \frac{B}{D} \geq 0.3 \\ = 1.0, \text{ PARA } B/D < 0.3$$

SECCIONES EN CAJÓN, CUADRADAS

$$\beta = 1.3 + 1000 p / (L/r)^2 \geq 1.4$$

CUALQUIER OTRA SECCIÓN

$$\beta = 1.0$$

D ES EL PERALTE TOTAL DE LA SECCIÓN, Y B EL ANCHO DE LOS PATINES.

$$F_r = 0.90$$

P_u , M_{uox}^* Y M_{uoy}^* SON LA FUERZA AXIAL DE DISEÑO Y LOS MOMENTOS DE DISEÑO.

SE UTILIZAN SIEMPRE LOS MOMENTOS DE DISEÑO MÁXIMOS, ALDEDEDOR DE LOS EJES X Y Y, AUNQUE LOS DOS NO SE PRESENTEN EN EL MISMO EXTREMO DE LA COLUMNA.

M_m ES EL MOMENTO RESISTENTE DE DISEÑO PARA FLEXIÓN ALREDEDOR DE X.

SE CALCULA COMO SE INDICA EN EL CAP. DE FLEXIÓN O, EN FORMA APROXIMADA,

$$\text{CON LA EC. } M_m = F_r \left[1.07 - \frac{(L/r_y) \sqrt{F_y}}{26500} \right] M_{px} \leq M_{px} F_r$$

R_c ES LA RESISTENCIA DE DISEÑO EN COMPRESIÓN.

SI $\beta = 1.0$, LA EC. 3.4.6 SE TRANSFORMA EN

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_m} + \frac{M_{uoy}^*}{F_r M_{py}} \leq 1.0$$

ESTA EC. SE UTILIZA CUANDO NO SE CONOCE β Y PUEDE USARSE, DE MANERA CONSERVADORA, AUNQUE SE CONOZCA.

b) SECCIONES TIPO 3 Y 4. DEBE CUMPLIRSE LA CONDICIÓN

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_{Rx}} + \frac{M_{uoy}^*}{M_{Ry}} \leq 1.0$$

M_{Rx} y M_{Ry} SE CALCULAN COMO SE INDICA EN EL CAP. DE FLEXIÓN.

DETERMINACIÓN DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO M_{uox} , M_{uoy} , M_{uox}^* Y M_{uoy}^* .

a) ANÁLISIS DE PRIMER ORDEN. SI LAS FUERZAS NORMALES Y LOS

MOMENTOS SE OBTIENEN POR MEDIO DE UN ANÁLISIS CONVENCIONAL DE PRIMER ORDEN, LOS MOMENTOS DE DISEÑO SE DETERMINAN COMO SIGUE:

$$M_{uo} = M_{TI} + B_2 M_{TP} \quad (3.4.11)$$

$$M_{uo}^* = B_1 M_{TI} + B_2 M_{TP} \quad (3.4.12)$$

EN LA EC. 3.4.11, M_{TI} ES EL MOMENTO DE DISEÑO EN EL EXTREMO EN CONSIDERACIÓN DE LA COLUMNA, Y EN LA EC. 3.4.12 ES UNO DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO QUE ACTÚAN EN LOS DOS EXTREMOS, PRODUCIDOS, EN AMBOS CASOS, POR CARGAS QUE NO OCASIONAN DESPLAZAMIENTOS LATERALES APRECIABLES DE ESOS EXTREMOS. ~~#####~~

LOS MOMENTOS M_{TP} SON ANÁLOGOS A LOS M_{TI} , PERO PRODUCIDOS POR CARGAS QUE SÍ OCASIONAN DESPLAZAMIENTOS LATERALES APRECIABLES DE LOS EXTREMOS DE LA COLUMNA.

EN MARCOS QUE FORMAN PARTE DE ESTRUCTURAS REGULARES PROVISTAS DE CONTRAVIENTOS O MUDOS DE CORTANTE DE RIGIDEZ ADECUADA PARA QUE PUEDAN DESPRECIARSE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ DEBIDOS A DESPLAZAMIENTOS LATERALES DE ENTREPISO DESAPARECE EL TÉRMINO $B_2 M_{TP}$ DE LAS ECS. 3.4.11 Y 3.4.12, Y LOS MOMENTOS M_{TI} SON LA SUMA DE LOS PRODUCIDOS POR LAS CARGAS VERTICALES Y LAS HORIZONTALES.

B_1 Y B_2 SON FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE LOS MOMENTOS; SE CALCULAN CON LAS ECUACIONES SIGUIENTES: 15

$$B_1 = \frac{C}{1 - \frac{P_0}{F_R P_E}} \geq 1.0 \quad (3.4.13)$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_0}{F_R (\sum P_E)}} \quad (3.4.14) \quad \text{ó} \quad B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_0 \Delta_{OH}}{F_R (\sum H)L}} \quad (3.4.15)$$

C ES UN COEFICIENTE QUE DEPENDE DE LA LEY DE VARIACIÓN DEL MOMENTO FLEXIONANTE. TIENE ALGUNO DE LOS VALORES SIGUIENTES, APLICABLES A COLUMNAS QUE FORMAN PARTE DE MARCOS CON O SIN CONTRAVENTO:

PARA TRAMOS QUE SE FLEXIONAN EN CURVATURA SIMPLE, $0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2}$

PARA TRAMOS EN CURVATURA DOBLE, $0.6 - 0.4 M_1/M_2$ ~~#####~~

M_1 Y M_2 SON EL MENOR Y EL MAYOR DE LOS MOMENTOS EN LOS EXTREMOS DEL TRAMO DE BARRA EN ESTUDIO, TOMADOS EN VALOR ABSOLUTO.

EN LA EC. 3.4.13 SE CALCULA LA CARGA P_E CON UN COEFICIENTE K QUE CORRESPONDE A COLUMNAS CUYOS EXTREMOS NO SE DESPLAZAN LATERALMENTE, MIENTRAS QUE EN LAS ECS. 3.4.14 Y 3.4.15 SE USA UN COEFICIENTE K EN EL QUE SE TIENE EN CUENTA QUE LA COLUMNA FORMA PARTE DE UN MARCO EN EL QUE LOS DESPLAZAMIENTOS LATERALES DE ENTREPISO SON SIGNIFICATIVOS.

$$P_E = A_t \pi^2 E / (KL/r)^2$$

$\sum P_E$ = SUMA DE CARGAS CRÍTICAS DE PANDEO ELÁSTICO DE TODAS LAS COLUMNAS DEL ENTREPISO EN ESTUDIO, EN EL PLANO QUE SE ESTÉ ANALIZANDO.

$\sum P_0$ = SUMA DE FUERZAS AXIALES DE DISEÑO EN TODAS LAS COLUMNAS DEL ENTREPISO EN CONSIDERACIÓN.

Δ_{OH} = DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL RELATIVO DE LOS NIVELES QUE LIMITAN EL ENTREPISO EN CONSIDERACIÓN

ΣH = SUMA DE TODAS LAS FUERZAS HORIZONTALES DE DISEÑO QUE OBRAN ENCIMA DEL ENTREPISO EN CONSIDERACIÓN (FUERZA CORTANTE DE DISEÑO EN EL ENTREPISO).

L = ALTURA DEL ENTREPISO.

ENTREPISOS CUYO DISEÑO QUEDA REGIDO POR CARGAS VERTICALES. EN COLUMNAS QUE FORMAN PARTE DE ENTREPISOS CUYO DISEÑO QUEDA REGIDO POR CARGAS VERTICALES ÚNICAMENTE, LO QUE ES FRECUENTE EN EDIFICIOS DE Poca ALTURA Y EN LOS ENTREPISOS SUPERIORES DE EDIFICIOS ALTOS, LOS MOMENTOS M_{TP} SUELEN SER NULOS EN LA CONDICIÓN DE CARGA DE DISEÑO.

SI SE DEMUESTRA QUE EL PANDEO DE CONJUNTO DE UN ENTREPISO, CON DESPLAZAMIENTOS LATERALES RELATIVOS DE LOS NIVELES QUE LO LIMITAN, NO ES CRÍTICO, B_2 VALE CERO Y P_e SE CALCULA CON $K \leq 1.0$. SI NO SE ESTUDIA EL PANDEO DE CONJUNTO, O SI ÉSTE ES CRÍTICO, LOS MOMENTOS DE DISEÑO VALEN

$$M_{uo} = M_{TI}, \quad M_{uo}^* = B_2 M_{TI}$$

B_2 SE CALCULA CON LA EC. 3.4.14.

SE CONSIDERARÁ QUE EL PANDEO DE CONJUNTO DE UN ENTREPISO NO ES CRÍTICO CUANDO $(P_{cr}/\Sigma P_u) \geq 2.5$. P_{cr} ES LA CARGA CRÍTICA DE DISEÑO DE PANDEO CON DESPLAZAMIENTO LATERAL DEL ENTREPISO Y ΣP_u ES LA SUMA DE LAS FUERZAS AXIALES DE DISEÑO DE TODAS LAS COLUMNAS DE DICHO ENTREPISO.

MÁS ADELANTE ~~SE DA~~ SE DA UN PROCEDIMIENTO APROXIMADO PARA CALCULAR LA CARGA CRÍTICA DE ENTREPISOS DE ESTRUCTURAS REGULARES.

b) ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN. SI LAS FUERZAS NORMALES Y LOS MOMENTOS SE OBTIENEN POR MEDIO DE UN ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN. O SI SE DEMUESTRA QUE LOS EFECTOS DE 2º ORDEN NO SON SIGNIFICATIVOS, LOS MOMENTOS DE DISEÑO SE DETERMINAN COMO SIGUE:

$$M_{L2} = M_{TI} + M_{TP} \quad (3.4.16)$$

$$M_{L2}^* = B_1 (M_{TI} + M_{TP}) \quad (3.4.17)$$

TODAS LAS LÍTERALES TIENEN LOS MISMOS SIGNIFICADOS QUE EN LAS ECS. 3.4.11 Y 3.4.12, PERO P_e SE CALCULA CON $K \leq 1.0$.

DETERMINACIÓN DE CARGAS CRÍTICAS. LA CARGA CRÍTICA DE ESTRUCTURAS REGULARES PUEDE DETERMINARSE CON MÉTODOS RACIONALES QUE TENGAN EN CUENTA, CUANDO SEAN SIGNIFICATIVOS, LOS EFECTOS DE LA PLASTIFICACIÓN PARCIAL QUE SUELE PRECEDER A LA FALLA POR PANDEO.

LA CARGA CRÍTICA DE UN ENTREPISO PUEDE EVALUARSE CON LAS FÓRMULAS APROXIMADAS SIGUIENTES:

$$\text{SI } P_{ce} \leq \Sigma P_y / 2, \quad P_{ce} = F_R RL / 1.2 \quad (3.4.18)$$

$$\text{SI } P_{ce} > \frac{\Sigma P_y}{2}, \quad P_{ce} = F_R \Sigma P_y \left(1 - \frac{0.3 \Sigma P_y}{2L} \right) \quad (3.4.19)$$

P_{ce} ES LA CARGA CRÍTICA DE DISEÑO DE PANDEO CON DESPLAZAMIENTO LATERAL DEL ENTREPISO, $\Sigma P_y = \Sigma A_c F_y$ ES LA SUMA DE FUERZAS AXIALES QUE, OBRANDO POR SÍ SOLAS, OCASIONARÍAN LA PLASTIFICACIÓN DE TODAS LAS COLUMNAS DEL ENTREPISO, R ES LA RIGIDEZ DEL ENTREPISO, DETERMINADA POR MEDIO DE UN ANÁLISIS ELÁSTICO DE PRIMER ORDEN, Y L ES LA ALTURA DEL ENTREPISO. $F_R = 0.9$.

EN EL CÁLCULO DE R DEBEN INCLUIRSE TODOS LOS MARCOS, MUROS Y CONTRAVENTEOS QUE FORMAN PARTE DEL ENTREPISO Y CONTRIBUYEN A SU RIGIDEZ LATERAL EN LA DIRECCIÓN ANALIZADA, Y ΣP_y CORRESPONDE A TODAS LAS COLUMNAS CONSIDERADAS AL CALCULAR R .

ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN. EL ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN DE ESTRUCTURAS REGULARES DEBE HACERSE UTILIZANDO MÉTODOS RACIONALES QUE TENGAN EN CUENTA POR LO MENOS, LOS EFECTOS QUE SE INDICARON ARRIBA.

UNA MANERA APROXIMADA DE CALCULAR LOS MOMENTOS DE SEGUNDO ORDEN EN LOS EXTREMOS DE COLUMNAS CUYO DISEÑO QUEDE REGIDO POR LA COMBINACIÓN DE

CARGAS VERTICALES Y HORIZONTALES CONSISTE EN EVALUAR POR SEPARADO LOS MOMENTOS PRODUCIDOS POR LOS DOS TIPOS DE CARGAS, UTILIZANDO MÉTODOS CONVENCIONALES DE ANÁLISIS DE PRIMER ORDEN, Y EN MULTIPLICAR LOS MOMENTOS OCASIONADOS POR LAS CARGAS HORIZONTALES POR EL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN

$$FA = 1 + \frac{W_u/L}{(R/Q) - 1.2 W_u/L} \quad (3.4.20)$$

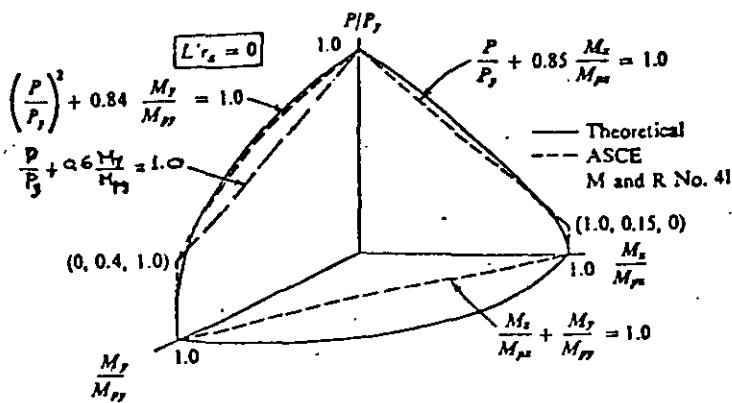
LOS MOMENTOS FINALES DE 2º ORDEN SE OBTIENEN SUMANDO LOS DE CARGA VERTICAL DE 1º ORDEN CON LOS PRODUCIDOS POR CARGAS HORIZONTALES AMPLIFICADOS.

... W_u ES LA SUMA DE LAS CARGAS DE DISEÑO MUERTAS Y VIVAS (CARGAS NOMINALES MULTIPLICADAS POR LOS FACTORES DE CARGA CORRESPONDIENTES A LA COMBINACIÓN DE ACCIONES EN ESTUDIO), ACUMULADAS DESDE EL EXTREMO SUPERIOR DE LA ESTRUCTURA HASTA EL ENTREPISO CONSIDERADO. Q ES EL FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO (EN DISEÑO POR VIENTO SE TOMA $Q = 1.0$).

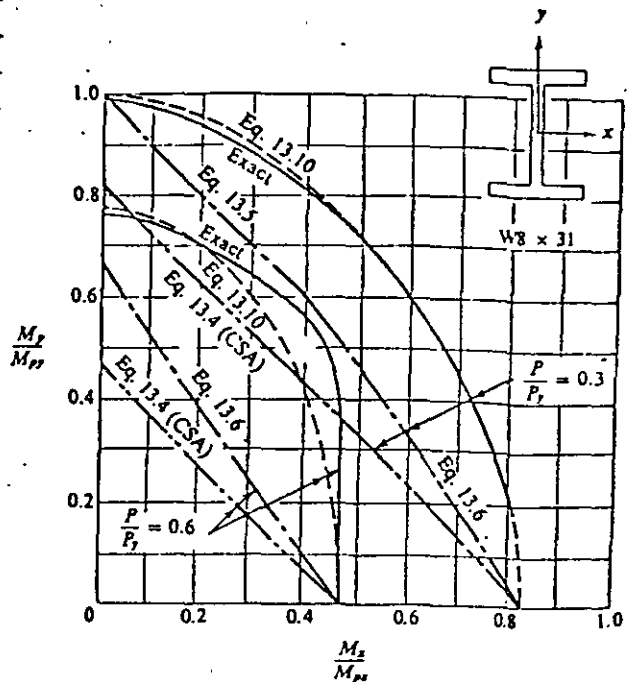
TODAS LAS FUERZAS INTERNAS Y, EN ESPECIAL, LOS MOMENTOS EN LAS TRABES, DEBEN INCREMENTARSE DE MANERA QUE SE SATISFAGA EL EQUILIBRIO CON LOS MOMENTOS AMPLIFICADOS DE LAS COLUMNAS.

DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS EN ESTRUCTURAS IRREGULARES. SE CONSERVAN BÁSICAMENTE LAS FÓRMULAS DE LAS NTC 76, TANTO PARA REVISAR LAS SECCIONES EXTREMAS COMO PARA LA REVISIÓN DE LA COLUMNA COMPLETA. ESTO SE DEBE A QUE SE SABE QUE LOS MÉTODOS RECOMENDADOS PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS QUE FORMAN PARTE DE ESTRUCTURAS REGULARES NO SON APLICABLES EN ALGUNOS CASOS, Y EN OTROS NO SE HA DEMOSTRADO QUE LO SEAN.

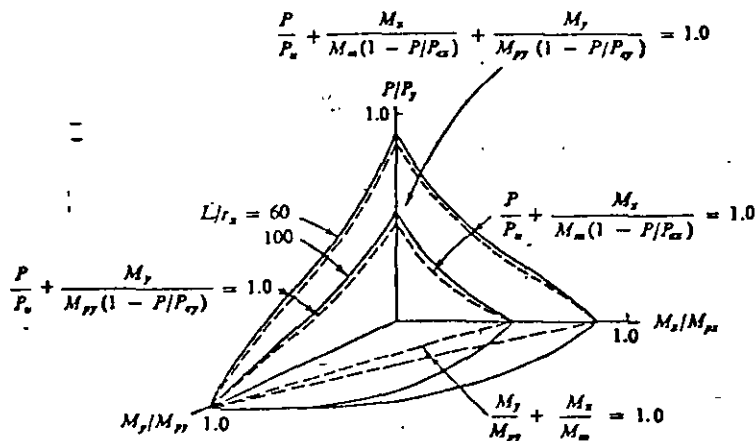
...ADENÁS, NO SE CONOCEN LOS VALORES DE LOS EXPONENTES α Y β PARA SECCIONES QUE NO SEAN H O EN CAJÓN.



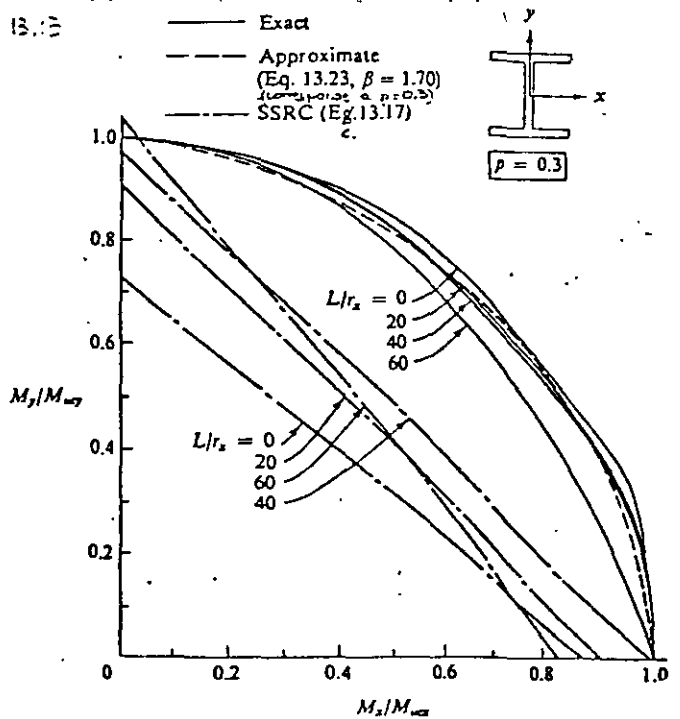
SUPERFICIE DE INTERACCION PARA COLUMNAS CORTAS DE SECCION H Y ECUACIONES APROXIMADAS.



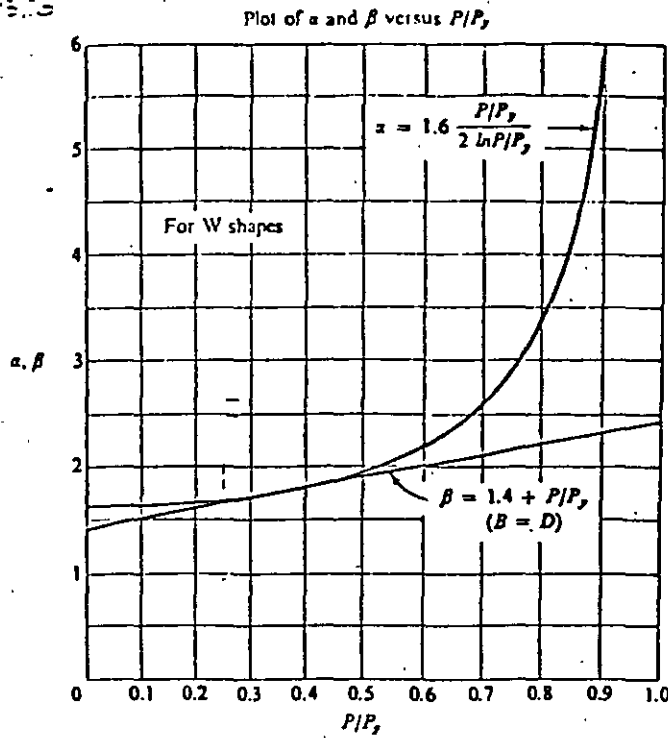
CURVAS DE INTERACCION PARA COLUMNAS DE LONGITUD NULA.



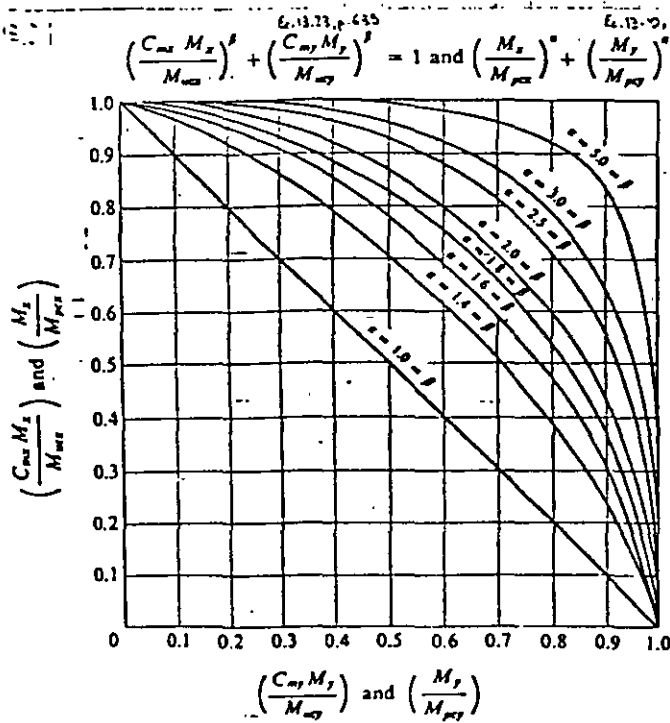
SUPERFICIES DE INTERACCION PARA COLUMNAS LARGAS DE SECCION H Y ECUACIONES APROX.



COMPARACION DE CURVAS DE INTERACCION PARA COLUMNAS LARGAS



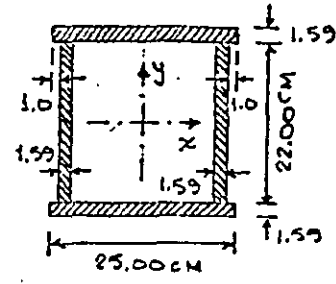
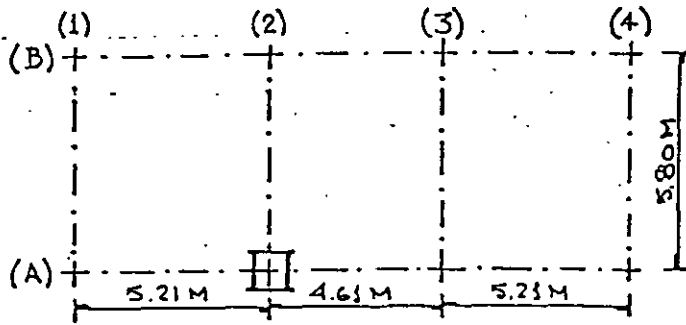
COEFICIENTES
 α y β (Ecs. 3.4.1
y 3.4.6)



REPRESENTACIÓN
GRÁFICA DE LAS
ECS. 3.4.3 y 3.4.6.

EJEMPLO

EN LA FIG. SE MUESTRAN LA PLANTA Y ELEVACIONES DE UN EDIFICIO DE OCHO NIVELES, DISEÑADO CON RDF 66 Y CONSTRUIDO EN LA ZONA DE ALTA COMPRESIBILIDAD. EN ESTE EJEMPLO SE VA A REVISAR EL TRAMO DEL NIVEL 3 AL 4 DE LA COLUMNA A2, UTILIZANDO EL RDF 87 PARA DETERMINAR LAS FUERZAS SÍSMICAS Y SUS NTC. PARA DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO. LOS PERFILES QUE SE MUESTRAN SON LOS DEL EDIFICIO REAL; EL ACERO ES A36 ($F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$). LOS ELEMENTOS MECÁNICOS MOSTRADOS SON NOMINALES. LAS FUERZAS SÍSMICAS SE DETERMINARON CON EL MÉTODO ESTÁTICO Y LOS MOMENTOS Y FUERZAS NORMALES EN LA COLUMNA SE OBTUVIERON CON LOS MÉTODOS DEL PORTAL Y DEL VOLADIZO, RESPECTIVAMENTE.



- $A = 149.5 \text{ cm}^2$
- $I_x = 13899 \text{ cm}^4$
- $Z_x = 1322 \text{ cm}^3$
- $S_x = 1104 \text{ cm}^3$
- $r_x = 9.6 \text{ cm}$
- $I_y = 12173 \text{ cm}^4$
- $Z_y = 1246 \text{ cm}^3$
- $S_y = 974 \text{ cm}^3$
- $r_y = 9.0 \text{ cm}$

PLANTA, EJES Y ORIENTACIÓN COLUMNAS

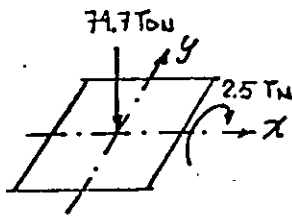
COLUMNA. DIMENSIONES Y PROPS. GEOMÉTRICAS

$G = 6.9$ $K_x = \begin{cases} 2.6 \\ 0.99 \end{cases}$ $G = 7.8$	$I_{cs} = 10859 \text{ cm}^4$ $I/L = 38.8 \text{ cm}^3$ $I = 7436 \text{ cm}^4$	$N.4$ ∇	2.50 M 0.30	$I_{cs} = 9911 \text{ cm}^4$ $I/L = 35.4 \text{ cm}^3$ $I = 7195 \text{ cm}^4$; $I/L = 13.8 \text{ cm}^3$	$I = 6073 \text{ cm}^4$; $I/L = 13.2 \text{ cm}^3$	
	$I/L = 12.8 \text{ cm}^3$ $I_{cs} = 13899 \text{ cm}^4$ $I/L = 49.6 \text{ cm}^3$ $I = 7436 \text{ cm}^4$	$N.3$ ∇	2.50 M 0.30	$K_y = \begin{cases} 1.84 \\ 0.89 \end{cases}$	$G = 2.9$ $I_y = 12173 \text{ cm}^4$; $I/L = 43.5 \text{ cm}^3$	$I = 6073 \text{ cm}^4$; $I/L = 13.2 \text{ cm}^3$
	$I/L = 12.8 \text{ cm}^3$ $I_{cs} = 13899 \text{ cm}^4$ $I/L = 49.6 \text{ cm}^3$		2.50 M		$G = 3.2$ $I_{cs} = 12173 \text{ cm}^4$ $I/L = 43.5 \text{ cm}^3$	
	5.80 M		5.21 M	4.61 M		
<u>MARCO 2</u>		<u>MARCO A</u>			52	

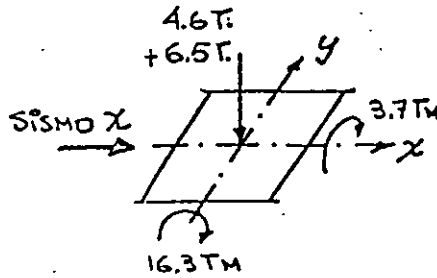
EN LOS I DE LAS VIGAS NO SE HA INCLUIDO NINGÚN EFECTO DE LAS LOSAS. LOS COCIENTES I/L DE VIGAS Y COL. SE HAN CALCULADO CON DIST. ENTRE EJES. SE HAN DETERMINADO, CON LOS NOMOGRAMAS DEL AISC, VALORES DE K_x Y K_y PARA DESPLAZAMIENTOS LATERALES DE ENTREPISO PERMITIDOS E IMPEDIDOS.

ELEMENTOS MECÁNICOS EN LA COLUMNA. CORRESPONDEN A CARGAS DE TRABAJO.

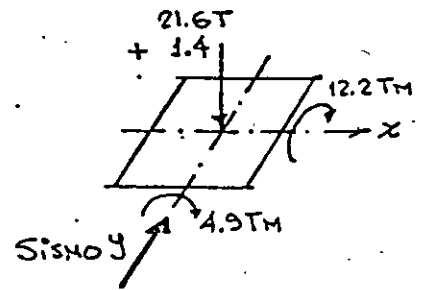
CARGA VERTICAL



SISMO X + 0.30 SISMO Y



SISMO Y + 0.30 SISMO X



TODOS LOS MOMENTOS, POR CARGA VERTICAL Y POR SISMO, SON IGUALES EN LOS DOS EXTREMOS DE LA COLUMNA, Y LA FLEXIONAN EN CURVATURA DOBLE. LA CARGA VERTICAL NO OCASIONA DESPLAZAMIENTOS LINEALES RELATIVOS DE LOS EXTREMOS DE LA COLUMNA, Y EL SISMO SÍ.

CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN.

LA MAYOR RELACIÓN ANCHO/GRUESO DE LAS PLACAS QUE COMPUEN LA SECCIÓN ES $22.0/1.59 = 13.8$

PATINES. SUPONIENDO QUE TRABAJAN EN COMPRESIÓN PURA, EL LÍMITE PARA SECCIONES TIPO 1 O 2 ES $(h/t)_{MÁX} = 1600/\sqrt{F_y} = 31.8 > 13.8$.

ALMAS. $P_y = A F_y = 149.5 \times 2.53 = 378.2 \text{ TON}$

P_u (PARA C. VERT. + SISMO X + 0.30 SISMO Y) = $(74.7 + 11.1) 1.1 = 94.4 \text{ TON}$

$P_u/P_y = 94.4/378.2 = 0.250 < 0.28$

∴ PARA SEC. TIPO 1, $(h/t)_{MÁX} = \frac{3500}{\sqrt{F_y}} (1 - 1.4 \times 0.25) = 45.3 > 13.8$

LA SECCIÓN ES TIPO 1.

DETERMINACIÓN DE SI EL PANDEO LATERAL POR FLEXOTORSIÓN ES CRÍTICO.

$P_y = 378.2 \text{ TON}$ $M_{px} = Z_x F_y = 1322 \times 2530 \times 10^{-5} = 33.4 \text{ TM}$; $M_{py} = Z_y F_y = 31.5 \text{ TM}$

$$L_{px} = \frac{352000 + 211000 (M_{ix}/M_{px})}{F_y} \quad r_x = \frac{352000 + 211000 (6.8/33.4)}{2530} \times 9.6 = 1499 \text{ CM}$$

$$> 211000 \times 9.6 / 2530 = 800.6 \text{ CM}$$

ANÁLOGAMENTE SE OBTIENE $L_{py} = 750.6 \text{ CM}$

LA LONGITUD MENOR, 750.6 CM, ES MUCHO MAYOR QUE LA ALTURA DE LA COLUMNA, 2.50M, DE MANERA QUE EL PANDEO LATERAL NO ES CRÍTICO, Y LA COLUMNA PODRÍA DISEÑARSE CON LA T. PLÁSTICA (PARA SABER QUE EL PANDEO LATERAL NO ES CRÍTICO BASTA CON DEMOSTRAR QUE LA LONGITUD DE LA COLUMNA ES MENOR QUE L_u).

SOLICITACIONES DE DISEÑO. SE REVISARÁ LA CONDICIÓN DE CARGA VERTICAL.
SISMO X + 0.30 SISMO Y. $F_c = 1.1$.

$$P_u = (74.7 + 11.1)1.1 = 94.4 \text{ TON}; \quad M_x = (2.5 + 3.7)1.1 = 6.8 \text{ TM}; \quad M_y = 16.3 \times 1.1 = 17.9 \text{ TM}$$

MOMENTOS DE DISEÑO. LOS ELEMENTOS MECÁNICOS SE OBTUVIERON CON UN ANÁLISIS ELÁSTICO DE PRIMER ORDEN.

$C_x = C_y = 0.6 - 0.4 M_1/M_2 = 0.6 - 0.4 = 0.2$ LOS MOMENTOS EN LOS DOS EXTREMOS, TANTO ALREDEDOR DE X COMO DE Y, SON IGUALES EN VALOR ABSOLUTO Y PRODUCEN CURVATURA DOBLE.

$$P_{Ex} = A_f \pi^2 E / (KL/r)_x^2 = (149.5 \pi^2 \times 2040 \times 10^3 / 76^2) 10^{-3} = 521.1 \text{ TON}; \quad P_{Ey} = 926.5 \text{ TON}$$

EL EDIFICIO TIENE OCHO COLUMNAS EN PLANTA; EN EL ENTREPISO 2-3 TODAS SON IGUALES $\therefore \Sigma P_{Ex} = 521.1 \times 8 = 4168.8 \text{ TON}$, $\Sigma P_{Ey} = 7412.0 \text{ TON}$.

USANDO UN MÉTODO APROXIMADO SE OBTUVO:

$$\text{MARCO A: } R = 686.6 \text{ TON/M}, \quad \Delta_{OH} = V_{SISMO} / R = 38.9 \text{ TON} / 686.6 \text{ T/M} = 0.0567 \text{ M} = 5.67 \text{ CM}$$

$$\text{MARCO 2: } R = 353.5 \text{ TON/M}, \quad \Delta_{OH} = 5.50 \text{ CM} \quad (5.50 / 280 = 0.020)$$

FACTORES DE AMPLIFICACIÓN.

PARA CALCULAR LOS FACTORES B_1 SE UTILIZAN ESBELTECES CORRESPONDIENTES A MARCOS "CONTRAVENTADOS".

$$(KL/r)_x = 0.95 \times 280 / 9.6 = 28, \quad (KL/r)_y = 0.89 \times 280 / 9.0 = 28 \quad (\text{RESULTARON IGUALES POR CASUALIDAD}) \therefore P_{Ex} = P_{Ey} = (149.5 \pi^2 \times 2040 \times 10^3 / 28^2) 10^{-3} = 3839 \text{ TON}.$$

a) EN EL PLANO DEL MARCO 2 (FLEXIÓN ALREDEDOR DEL EJE X DE LAS COL.)

$$B_{1x} = \frac{C_x}{1 - P_u / (F_c P_{Ex})} = \frac{0.2}{1 - 94.4 / (0.9 \times 3839)} = 0.206 < 1.0 \therefore B_{1x} = 1.0$$

$$B_{2x} = \frac{1}{1 - \Sigma P_c / F_c \Sigma P_{Ex}} = \frac{1}{1 - 498.8 / 0.9 \times 4168.8} = 1.151$$

LOS DOS VALORES DE B_{2x} DEBEN SER, TEÓRICAMENTE, IGUALES; PARA FINES PRÁCTICOS

$$B_{2x} = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_c \Delta_{OH}}{F_c (\Sigma H) L}} = \frac{1}{1 - \frac{492.8 \times 5.50}{0.9 \times 77.8 \times 280}} = 1.160$$

EN ESTE CASO LO SON.

OBSÉRVESE QUE B_1 DEPENDE DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LA COLUMNA INDIVIDUAL Y DE LA CARGA QUE OBRA SOBRE ELLA, MIENTRAS QUE B_2 ES FUNCIÓN DE LAS PROPIEDADES DE TODAS LAS COLUMNAS DEL ENTREPISO Y DE LAS FUERZAS TOTALES QUE ACTÚAN EN ÉL.

b) EN EL PLANO DEL MARCO A (FLEXIÓN ALREDEDOR DEL EJE Y DE LAS COL)

$$B_{1y} = \frac{0.2}{1 - 94.4 / (0.9 \times 3839)} = 0.206 < 1.0 \quad \therefore B_{1y} = 1.00$$

$$B_{2y} = \frac{1}{1 - \frac{492.8}{0.9 \times 7412}} = 1.080 ; \quad B_{2y} = \frac{1}{1 - \frac{492.8 \times 5.67}{0.9 \times 77.8 \times 280}} = 1.166$$

LA DIFERENCIA ENTRE LOS DOS VALORES DE B_2 ES UN POCO MAYOR QUE EN EL MARCO 2.

$$M_{u0x} = M_{Tix} + B_{2x} M_{TPx} = 2.5 \times 1.1 + 1.16 \times 3.7 \times 1.1 = 7.5 \text{ Ton.M}$$

$$M_{u0y} = M_{Tiy} + B_{2y} M_{TPy} = 0 + 1.166 \times 16.3 \times 1.1 = 20.9 \text{ Ton.M}$$

$$M_{u0x}^* = B_{1x} M_{Tix} + B_{2x} M_{TPx} = 7.5 \text{ TM} ; \quad M_{u0y}^* = B_{1y} M_{Tiy} + B_{2y} M_{TPy} = 20.9 \text{ TM}$$

EN ESTE PROBLEMA, COMO $B_{1x} = B_{1y} = 1.00$, Y DADAS LAS CONDICIONES DE CARGA, LOS MOMENTOS M_{u0}^* SON IGUALES A LOS M_{u0} .

REVISIÓN DE LAS SECCIONES EXTREMAS. LAS DOS SE ENCUENTRAN EN LAS MISMAS CONDICIONES.

$$M_{px} = 1.18 F_R M_{px} \left(1 - \frac{P_u}{F_R P_y}\right) = 1.18 \times 0.9 \times 33.4 \left(1 - \frac{94.4}{0.9 \times 378.2}\right) = 25.6 \text{ TM} < F_R M_{px} = 30.1 \text{ TM}$$

$$M_{py} = 1.67 F_R M_{py} \left[1 - \frac{P_u}{F_R P_y}\right] = 1.67 \times 0.9 \times 31.5 \left(1 - \frac{94.4}{0.9 \times 378.2}\right) = 34.2 \text{ TM} > F_R M_{py} = 28.4 \text{ TM}$$

$\therefore M_{py} = 28.4 \text{ TM}$

$$\left(\frac{M_{u0x}}{M_{px}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{u0y}}{M_{py}}\right)^\alpha = \left(\frac{7.5}{25.6}\right)^{1.81} + \left(\frac{20.9}{28.4}\right)^{1.81} = 0.108 + 0.574 = 0.682 < 1.00$$

$$p = P_u / F_R P_y = 94.4 / 0.9 \times 378.2 = 0.277, \quad \alpha = 1.70 - p / 2L, \quad p = 1.70 - 0.277 / 2L, \quad p = 1.70 - 0.277 / 2L, \quad p = 1.81$$

CONSERVADORAMENTE, PUEDE UTILIZARSE LA ECUACIÓN

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{u0x}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{u0y}}{F_R M_{py}} = 0.277 + \frac{0.85 \times 7.5}{0.9 \times 33.4} + \frac{0.60 \times 20.9}{0.9 \times 31.5} = 0.931 < 1.000$$

REVISIÓN DE LA COLUMNA CONCRETA

$$\beta = 1.3 + 1000 p / (L/r)^2 = 1.3 + 1000 \times 0.277 / 31^2 = 1.59$$

$$\lambda = \left(\frac{KL}{r}\right)_{\text{MAX}} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} = 76 \sqrt{\frac{2530}{2040 \times 10^3 \pi^2}} = 0.852 ; \quad n = 1.4$$

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n})^{1/n}} A_t F_R = \frac{149.5 \times 0.9 \times 2530 \times 10^{-3}}{(1 + 0.852^{2.8} - 0.15^{2.8})^{1/1.4}} = 239.8 \text{ Ton} <$$

$$< F_y A_t F_R = 2530 \times 149.5 \times 0.9 \times 10^{-3} = 340.4 \text{ Ton}$$

$$M_{uox} = M_m \left(1 - \frac{P_u}{R_c}\right) = 0.9 \times 33.4 \left(1 - \frac{94.4}{340.4}\right) = 21.7 \text{ TM}$$

COMO EL PANDEO LATERAL NO ES CRÍTICO, $M_m = 0.9 M_{px}$.

$$M_{uoy} = F_e M_{py} \left(1 - \frac{P_u}{R_c}\right) = 0.9 \times 31.4 \left(1 - \frac{94.4}{340.4}\right) = 20.5 \text{ TM}$$

$$\left(\frac{M_{uox}^*}{M_{uox}}\right)^\beta + \left(\frac{M_{uoy}^*}{M_{uoy}}\right)^\beta = \left(\frac{7.5}{21.7}\right)^{1.59} + \left(\frac{20.9}{20.5}\right)^{1.59} = 0.185 + 1.031 = 1.216 > 1.0$$

CONSERVADORAMENTE, PUEDE UTILIZARSE LA ECUACIÓN

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_m} + \frac{M_{uoy}^*}{F_e M_{py}} = \frac{94.4}{340.4} + \frac{7.5}{0.9 \times 33.4} + \frac{20.9}{0.9 \times 31.5} =$$

$$= 0.277 + 0.250 + 0.737 = 1.264 > 1.0$$

LA RESISTENCIA EN LOS EXTREMOS ES ADECUADA, PERO LA COLUMNA

ESTÁ ESCASA POR INESTABILIDAD DE CONJUNTO DEL ENTREPISO.

CONEXIONES RÍGIDAS ENTRE VIGAS Y COLUMNAS

SE DA EL NOMBRE DE CONEXIÓN AL CONJUNTO DE ELEMENTOS QUE UNEN EL MIEMBRO A LA JUNTA: PLACAS O ÁNGULOS POR PATINES O ALMA, SOLDADURAS, REMACHES, TORNILLOS.

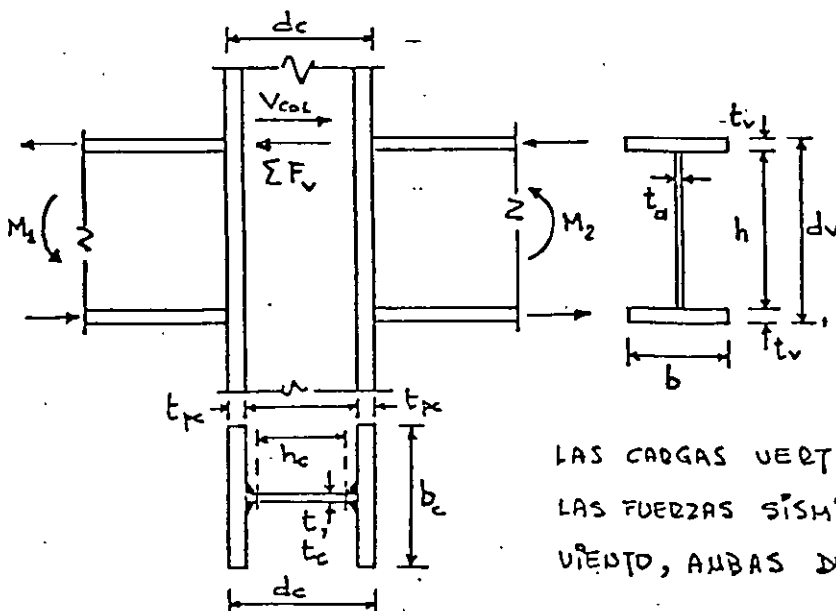
JUNTA ES LA ZONA COMPLETA DE INTERSECCIÓN DE LOS MIEMBROS; EN LA MAYORÍA DE LOS CASOS, ES LA PARTE DE LA COLUMNA, INCLUYENDO ATIESADORES HORIZONTALES O PLACAS ADOSDADAS A SU ALMA, QUE QUEDA COMPRENDIDA ENTRE LOS PLANOS HORIZONTALES QUE PASAN POR LOS BORDES SUPERIOR E INFERIOR DE LA VIGA DE MAYOR PERALTE.

RESISTENCIA DE LA CONEXIÓN, LA RESISTENCIA DE LA CONEXIÓN DE CADA VIGA DEBE SER SUFICIENTE PARA DESARROLLAR LA MENOR DE LAS CANTIDADES SIGUIENTES:

- LA RESISTENCIA EN FLEXIÓN DE LA VIGA.
- EL MOMENTO REQUERIDO PARA INDUCIR EN EL TABLEDO DEL ALMA DE LA COLUMNA UNA FUERZA CORTANTE IGUAL A $0.8F_y d_c t_c$, DONDE F_y ES EL ESF. DE FLUENCIA DEL ACERO DE LA COLUMNA, d_c SU PERALTE TOTAL Y t_c EL GUESO DEL ALMA.

SE DAN ENSEGUIDA ALGUNAS MANERAS ADECUADAS PARA DESARROLLAR LA RESISTENCIA EN FLEXIÓN DE LA VIGA.

REVISIÓN DEL TABLEDO DE ALMA DE LA COLUMNA. CONVIENE HACER ESTA REVISIÓN ANTES DE DETERMINAR SI SE NECESITAN ATIESADORES HORIZONTALES, PUES SI EL ALMA REQUIERE REFUERZO ÉSTE INFLUYE EN LA POSIBILIDAD DE QUE HAGAN FALTA LOS ATIESADORES.



a) LA RESISTENCIA AL CORTANTE DE LA JUNTA, CALCULADA CON LA EC. 5.8.4, DEBE SER SUFICIENTE PARA RESISTIR LAS FUERZAS CORTANTES HORIZONTALES CORRESPONDIENTES A LOS MOMENTOS FLEXIONANTES EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS PRODUCIDOS POR LAS CARGAS VERTICALES DE DISEÑO MÁS 1.7 VECES LAS FUERZAS SÍSMICAS, O 1.3 VECES LAS FUERZAS DE VIENTO, AMBAS DE DISEÑO.

CUANDO LA COLUMNA RECIBE VIGAS EN LOS DOS PATINES, LOS MOMENTOS EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS SE TOMAN CON LOS SENTIDOS QUE OCASIONAN LA FUERZA CORTANTE HORIZONTAL MÁXIMA EN LA JUNTA.

LAS FUERZAS QUE APLICAN LOS PATINES DE LAS VIGAS NO SE TOMARÁN NUNCA MAYORES QUE EL PRODUCTO DEL ÁREA DEL PATÍN POR 1.25 VECES EL ESFUERZO DE FLUENCIA DEL MATERIAL CON EL QUE ESTÁ HECHO.

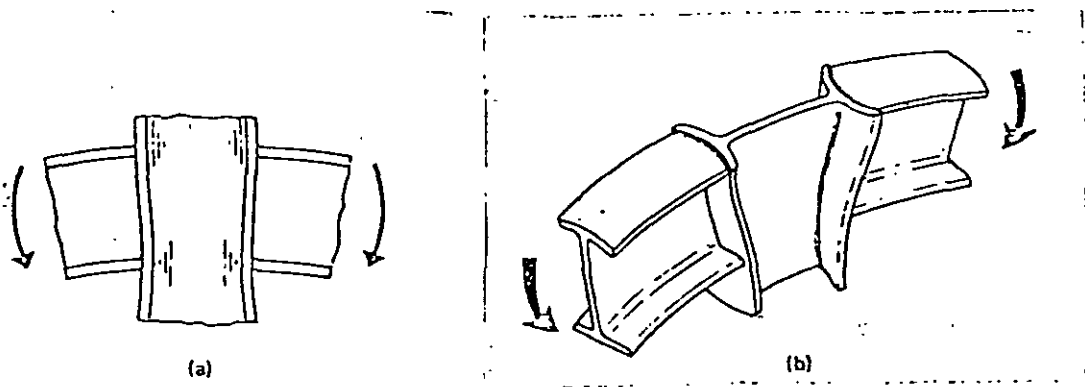
$$V = 0.55 F_{yc} d_c t \left(1 + \frac{3b_c t_{rc}^2}{d_v d_c t} \right) \quad (5.8.4)$$

LAS LITERALES QUE APARECEN EN ESTA EXPRESIÓN SE EXPLICAN EN LA FIGURA DE LA HOJA ANTERIOR.

b) EL COCIENTE DE LA SOMA DEL PEDALTE MÁS EL ANCHO DEL TABLERO DE ALMA EN LA JUNTA DIVIDIDA ENTRE EL GUESO DEL ALMA NO DEBE EXCEDER DE 90. EN ESTE CÁLCULO, EL GUESO NO DEBE INCLUIR LAS PLACAS ADOADAS AL ALMA DE LA COLUMNA EXCEPTO CUANDO ESTÉN LIGADAS ADECUADAMENTE A ELLA POR MEDIO DE SOLDADURAS DE TAPÓN.

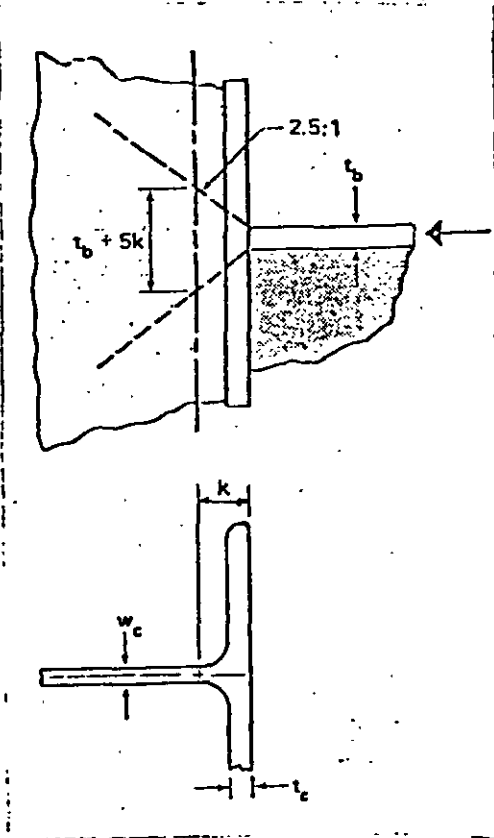
c) LAS PLACAS ADOADAS AL ALMA PARA REDUCIR LOS ESFUERZOS CORTANTES HORIZONTALES O LA RELACIÓN INDICADA EN b) NO DEBEN SEPARARSE DEL ALMA DE LA COLUMNA MÁS DE 1.5 MH, Y SE SOLDARÁN EN TODO SU ANCHO, EN LOS BORDES SUPERIOR E INFERIOR, CON SOLDADURA DE FILETE DE 5 MM O MÁS. ADEMÁS, SE SOLDARÁN A TOPE A LOS PATINES DE LA COLUMNA, CON PENETRACIÓN COMPLETA, O CON SOLDADURAS DE FILETE CAPACES DE DESARROLLAR LA RESISTENCIA AL CORTANTE DE LAS PLACAS.

DISEÑO DE ATIESADORES. EN LA FIGURA SE MUESTRAN, EN FORMA ESQUEMÁTICA, LAS POSIBLES FORMAS DE FALLA DE UNA JUNTA VIGAS-COLUMNA.



LOS OBJETIVOS QUE SE PERSIGUEN AL COLOCAR LOS ATIESADORES HORIZONTALES SON VARIOS:

2) EVITAR EL FLUJO PLÁSTICO DEL ACERO DEL ALMA DE LA COLUMNA FRENTE A CADA UNO DE LOS PATINES DE LAS VIGAS, TANTO EN TENSIÓN COMO EN COMPRESIÓN.



LA RESISTENCIA DE DISEÑO EN LA SECCIÓN CRÍTICA DEL ALMA DE COLUMNAS DE SECCIÓN TRANSVERSAL H EN LAS QUE ACTÚAN CARGAS CONCENTRADAS QUE PRODUCEN TENSIÓN O COMPRESIONES EN ELLA ES $F_c R_n$, DONDE $F_c = 1.0$ Y $R_n = (t_w + 5k) F_{yc} t_c$.

P_{pv} ES LA FUERZA QUE TRANSMITE A LA COLUMNA EL PATÍN DE LA VIGA, O LA PLACA HORIZONTAL DE CONEXIÓN.

SI $P_{pv} \leq R_n$ NO SE NECESITAN ATIESADORES, MIENTRAS QUE SI $P_{pv} > R_n$ SÍ SE DEQUIEREN. EN ESTE CASO, LA SUMA DE LAS RESISTENCIAS DE DISEÑO DE ALMA Y ATIESADORES DEBE SER IGUAL O MAYOR QUE LA FUERZA EXTERIOR:

$$(t_w + 5k) F_{yc} t_c + A_{at} F_{yat} = P_{pv}$$

DESPEJANDO EL ÁREA DE ATIESADORES, A_{at} , SE OBTIENE

$$A_{at} = \frac{P_{pv} - (t_w + 5k) F_{yc} t_c}{F_{yat}}, \text{ QUE ES LA EC. 5.8.1.}$$

F_{yc} Y F_{yat} SON LOS ESF. DE FLUENCIA DE LA COLUMNA Y DE LOS ATIESADORES.

SI A_{at} , EC. 5.8.1, RESULTA POSITIVO, SE COLOCA UN PAR DE ATIESADORES QUE PROPORCIONEN ESA ÁREA; SI RESULTA NEGATIVO, NO SE NECESITAN ATIESADORES, DESDE EL PUNTO DE VISTA DE LA RESISTENCIA AL FLUJO PLÁSTICO DEL ALMA DE LA COLUMNA.

P_{pv} TIENE ALGUNO DE LOS VALORES SIGUIENTES:

2) CUANDO EL DISEÑO QUEDA REGIDO POR CARGAS HUERTAS Y VIVAS, O POR CARGAS HUERTAS, VIVAS Y DE VIENTO, P_{pv} ES IGUAL A LA FUERZA TRANSMITIDA POR EL PATÍN O LA PLACA DE CONEXIÓN, CORRESPONDIENTE A CARGAS DE DISEÑO

MULTIPLICADAS POR 1.25.

b) CUANDO EN LA COMBINACIÓN DE CARGAS DE DISEÑO INTERVIENE E SISMO, P_{pv} ES IGUAL AL MENOR DE LOS VALORES $1.25 M_{pv}/d_v$ O $1.25 A_p F_{yv}$. M_{pv} ES EL MOMENTO PLÁSTICO RESISTENTE DE LA VIGA, d_v SU PERALTE Y A_p Y F_{yv} EL ÁREA Y EL ESFUERZO DE FLUENCIA DEL PATÍN DE LA VIGA O DE LA PLACA HORIZONTAL QUE TRANSMITE LA FUERZA A LA COLUMNA.

INDEPENDIENTEMENTE DE LOS REQUISITOS ESTABLECIDOS POR LA EC. 5.8.1, SE COLOCARÁN ATIESADORES FRENTE AL PATÍN COMPRESIVO DE LAS VIGAS EN TODOS LOS CASOS EN QUE EL PERALTE DEL ALMA DE LA COLUMNA, h_c , SEA MAYOR QUE

$$\frac{34400 t_c^3 \sqrt{F_{yc}}}{P_{pv}} \cdot F_R \quad (F_R = 0.85) \quad (5.8.2)$$

Y SE COLOCARÁN ATIESADORES FRENTE A LOS PATINES DE LAS VIGAS EN TENSION CUANDO EL GUESO DEL PATÍN DE LA COLUMNA, t_{pc} , SEA MENOR QUE

$$0.4 \sqrt{P_{pv}/F_x} \cdot F_R \quad (F_R = 0.90) \quad (5.8.3)$$

EL OBJETO DE LAS CONDICIONES IMPUESTAS POR LAS EXPRESIONES 5.8.2 Y 5.8.3 ES, RESPECTIVAMENTE, EVITAR EL PANDEO DEL ALMA DE LA COLUMNA FRENTE A LOS PATINES EN COMPRESIÓN DE LAS VIGAS, Y LIMITAR LOS ESFUERZOS DE FLEXIÓN EN LOS PATINES DE LA COLUMNA FRENTE A LOS PATINES EN TENSION DE LAS VIGAS.

LOS ATIESADORES DEBEN DISEÑARSE DE ACUERDO CON EL ART. 3.7.8 DE LAS NTC.

REQUISITOS ADICIONALES PARA DISEÑO POR COMBINACIONES DE CARGA QUE INCLUYAN SISMO.

a) LOS PATINES DE LAS VIGAS DEBEN SATISFACER LAS CONDICIONES CORRESPONDIENTES A SECCIONES TIPO 1; LAS ALMAS PUEDEN SER TIPO 2.

b) EN TODAS LAS JUNTAS DEBE CUMPLIRSE LA CONDICIÓN

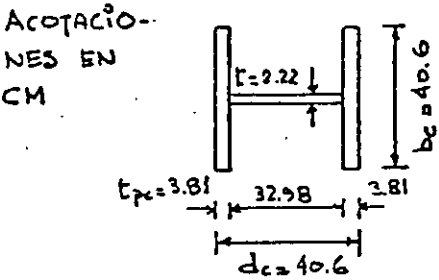
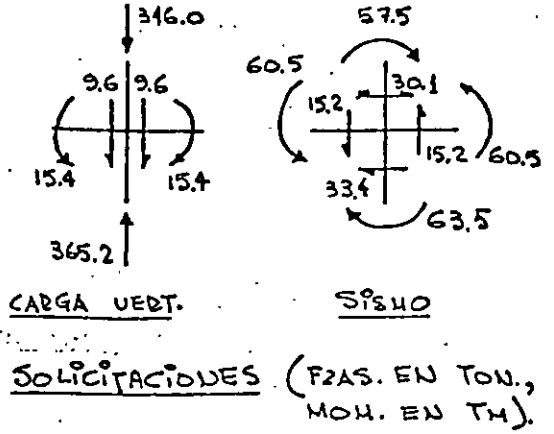
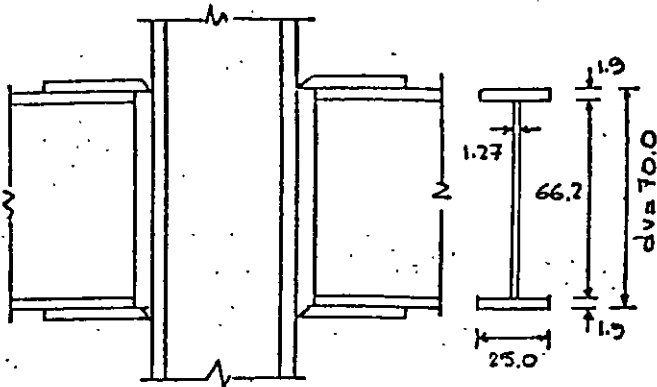
$$\sum Z_c (F_{yc} - f_a) \geq \sum Z_v F_{yv}, \text{ PARA } f_a \geq 0 \quad (5.8.5)$$

$\sum Z_c$ Y $\sum Z_v$ SON LAS SUMAS DE LOS MÓDULOS DE SECCIÓN PLÁSTICOS DE LAS COLUMNAS Y VIGAS QUE CONCURDEN EN LA JUNTA EN EL PLANO DEL MARCO EN ESTUDIO, Y f_a ES ^{EL ESFUERZO} ~~LA FUERZA~~ NORMAL EN CADA COLUMNA, PRODUCIDO POR LA FUERZA AXIAL DE DISEÑO.

EN LAS NTC SE INDICAN ALGUNOS CASOS EN LOS QUE NO ES NECESARIO SATISFACER LA CONDICIÓN 5.8.5.

EJEMPLO

DISEÑAR LA CONEXIÓN RÍGIDA QUE SE MUESTRA EN LA FIGURA. TANTO LA COLUMNA COMO LAS VIGAS ESTÁN HECHAS CON TRES PLACAS SOLDADAS, DE ACERO CON $F_y = 2530 \text{ KG/CM}^2$. LOS ELEMENTOS MECÁNICOS QUE SE INDICAN CORRESPONDEN A CARGAS DE TRABAJO. LA CONEXIÓN FORMA PARTE DE UNA CONSTRUCCIÓN DEL GRUPO B. SE UTILIZARÁ SOLDADURA MANUAL CON ELECTRODOS E60XX.

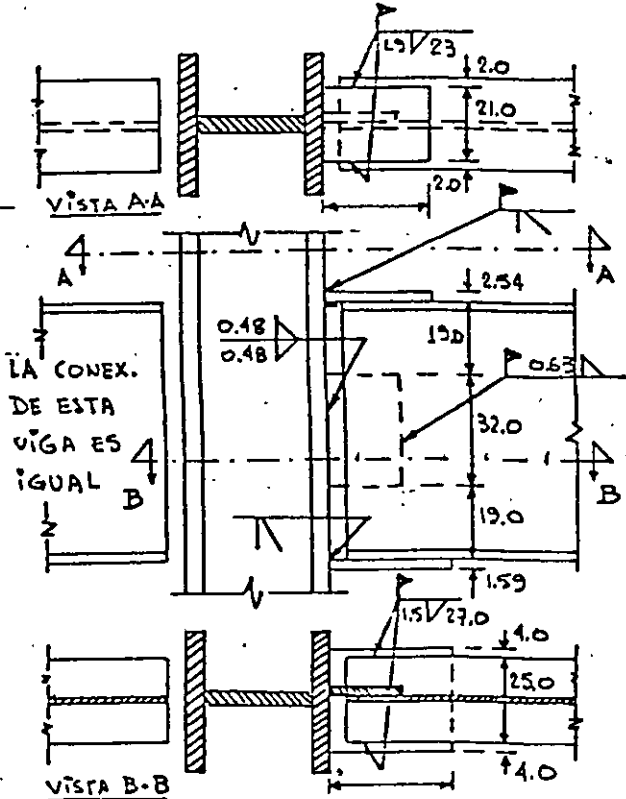


ACCIONES DE DISEÑO. EL DISEÑO SE HARÁ PARA LA COMBINACIÓN DE CARGA VERTICAL + SISMO CON $F_c = 1.1$.

DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE CONEXIÓN.

LOS PATINES DE LAS VIGAS SE CONECTARÁN A LA COLUMNA POR MEDIO DE PLACAS HORIZONTALES, Y EL ALMA CON UNA PLACA VERTICAL. TODA LA CONEXIÓN SERÁ SOLDADA, CON ELECTRODOS E60XX.

PLACAS HORIZONTALES. PARA FACILITAR LA SOLDADURA DE CAMPO CONVIENE QUE LA DEL PATÍN SUPERIOR SEA MÁS ANGOSTA QUE ÉSTE Y LA DEL INFERIOR MÁS ANCHA.



MOMENTO DE DISEÑO $M = 1.1(15.4 + 60.5) = 83.5 \text{ TM}$
 $FZA. \text{ EN CADA PLACA } T = \frac{M}{d_v} = \frac{83.5}{0.70} = 119.3 \text{ Ton}$

61

AREA NECESARIA EN CADA PLACA:
 $A_c F_y F_z = T \therefore A_t = \frac{T}{F_y F_z} = \frac{119.3}{2.53 \times 0.9} = 52.4 \text{ cm}^2$

PATÍN SUPERIOR. - \varnothing DE 25.4 x 91.0 CM ($A = 53.3 \text{ cm}^2$)

PATÍN INFERIOR. - \varnothing DE 15.9 x 93.0 CM ($A = 52.5 \text{ cm}^2$)

SOLDADURA

PLACA SUPERIOR. SE USARÁ SOLDADURA DE FILETE DE 1.9 CM ($3/4"$), QUE TIENE UNA RESISTENCIA DE DISEÑO $F_R F_s A_{ef} = 0.8 \times 0.6 \times 4100 \times 1.905 \cos 45^\circ \times 1 = 2651 \text{ kg/cm}$ \therefore LONGITUD NECESARIA = $119.3 \times 10^3 / 2651 = 45.0 \text{ cm}$.

SE COLOCARÁN DOS FILETES LONGITUDINALES DE 23 CM CADA UNO (PODRÍA UTILIZARSE TAMBIÉN UN FILETE TRANSVERSAL, PERO LA PLACA RESULTARÍA MUY PEQUEÑA).

PLACA INFERIOR. LONGITUD DE SOLD. DE 15.9 CM = $119.3 \times 10^3 / 2210 = 54.0 \text{ cm}$. SE COLOCARÁN DOS FILETES LONGITUDINALES DE 27.0 CM C/U. (EN ESTA PLACA NO CONVIENE UTILIZAR SOLDADURA TRANSVERSAL, PUES SERÍA SOBRE CABEZA).

LAS DOS PLACAS HORIZONTALES SE SOLDARÁN AL PATÍN DE LA COLUMNA A TOPE, CON SOLDADURAS DE PENETRACIÓN COMPLETA).

PLACA VERTICAL (POR ALMA) $R = 1.1(9.6 + 15.2) = 27.3 \text{ TON}$

DISEÑO DE LA PLACA (POR CORTANTE). $V_R = F_R V_N = 0.9 \times 0.66 F_y A_e = 27300$

$$\therefore A_e = 27300 / (0.9 \times 0.66 \times 2530) = 18.2 \text{ cm}^2$$

LONGITUD NECESARIA DE SOLDADURA DE FILETE DE 0.63 CM = $27300 / 884 = 30.9 \text{ cm}$. SE EMPLEARÁ UNA PLACA DE 32 CM DE LONG. Y 0.63 CM DE GUESO ($A = 20.2 \text{ cm}^2$), UNIDA AL ALMA DE LA VIGA CON UN FILETE DE 0.63 CM Y A LA COLUMNA CON DOS FILETES DE 0.48 CM.

REVISIÓN DEL TABLERO DEL ALMA DE LA COLUMNA. CONVIENE HACER ESTA REVISIÓN ANTES DE VER SI SE NECESITAN APRESADORES HORIZONTALES PORQUE EL REFUERZO DEL ALMA POR CORTANTE, DE SER NECESARIO, MODIFICA EL DISEÑO DE LOS APRESADORES.

RESISTENCIA AL CORTANTE DE LA JUNTA:

62

$$V = 0.55 F_y d_c t \left(1 + \frac{3b_c t^2}{d_c t} \right) = 0.55 \times 2530 \times 40.6 \times 2.22 \left(1 + \frac{3 \times 40.6 \times 3.81^2}{70 \times 40.6 \times 2.22} \right) \times 10^3 = 160.6 \text{ TON}$$

ESTA RESISTENCIA SE COMPARA CON LA SUMA DE LA FUERZA CORTANTE HORIZONTAL DE DISEÑO PRODUCIDA POR CARGA VERTICAL MÁS 1.7 VECES LA PRODUCIDA POR SISMO, PERO LAS FUERZAS QUE APLICAN LOS PATINES DE LAS VIGAS NO SE

RESISTENCIA AL CORTE, POR CH DE LONGITUD, DE CADA PLACA :

$$V_n F_R = 0.66 F_y (t \times l) 0.9 = 0.66 \times 2530 \times 1.11 \times 0.9 = 1668 \text{ KG/CM}$$

UN FILETE DE SOLDADURA DE TAMAÑO IGUAL AL GUESO DE LA PLACA, 1.11 CM, TIENE UNA RESISTENCIA DE 1547 KG/CM, QUE SE JUZGA ADECUADA.

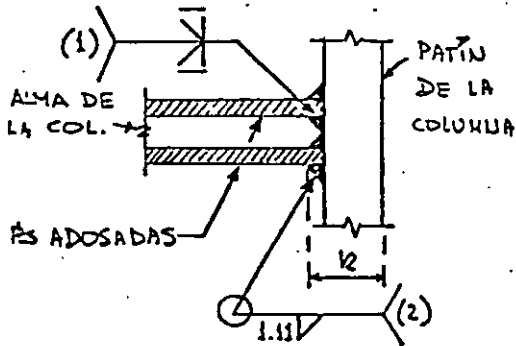
DISEÑO DE ATIESADORES HORIZONTALES.

$$A_{at.} = \frac{P_{pv} - F_{yc} t_c (t_v + 5k)}{F_{yat.}} \quad (5.8.1)$$

P_{pv} ES IGUAL AL MENOR DE LOS VALORES SIGUIENTES :

$$1.25 M_{pv} / d_v = 1.25 \times 117.0 / 0.70 = 208.9 \text{ TON}; \quad 1.25 A_p F_{yv} = 150.2 \text{ TON} \quad \therefore P_{pv} = 150.2 \text{ T.}$$

M_{pv} = MOMENTO PLÁSTICO RESISTENTE DE LA VIGA = $Z_v F_{yv} = 4626 \times 2530 \times 10^{-5} = 117.0 \text{ TM}$; EL PRODUCTO $1.25 A_p F_{yv}$ SE OBTUVO ARRIBA.



- (1) EN EL ALMA DE LA COLUMNA
- (2) EN CADA PLACA ADOSADA

AL APLICAR LA EC. 5.8.1, t_c SE TOMA IGUAL A LA SUMA DE LOS GRUESOS DEL ALMA Y DE LAS PLACAS ADOSADAS : $t_c = 2.22 + 2 \times 1.11 = 4.44 \text{ CM}$.
 $k = 3.81 + 1.11 = 4.92 \text{ CM}$; $t_v = 1.59 \text{ CM}$ (EN EL PATÍN INFERIOR, QUE ES EL MÁS DESFAVORABLE).

$$A_{at.} = \frac{150200 - 2530 \times 4.44 (1.59 + 5 \times 4.92)}{2530} = -56.9$$

EL RESULTADO NEGATIVO INDICA QUE NO SE NECESITAN ATIESADORES HORIZONTALES

PARA EVITAR EL FLUJO PLÁSTICO DEL ACERO DEL ALMA DE LA COLUMNA, FRENTE A NINGUNO DE LOS PATINES DE LAS VIGAS.

INDEPENDIEMENTE DEL RESULTADO ANTERIOR, DEBEN COLGARSE ATIESADORES FRENTE AL PATÍN COMPRIMIDO DE LAS VIGAS SI NO SE CUMPLE LA CONDICIÓN DADA POR LA EC. 5.8.2, Y FRENTE AL PATÍN EN TENSIÓN SI NO SE CUMPLE 5.8.3.

PATÍN COMPRIMIDO. PEDALTE DEL ALMA DE LA COLUMNA $h_c = 32.98 - 1.11 \times 2 = 30.76 \text{ CM}$
 $0.85 \times \frac{34400 t_c^3 \sqrt{F_{yc}}}{P_{pv}} = 0.85 \times \frac{34400 \times 2.22^3 \sqrt{2530}}{150200} = 107.1 \text{ CM} > 30.76 \therefore \text{NO SE NECESITAN ATIESADORES.}$

PATÍN EN TENSIÓN.

$$0.4 \sqrt{P_{pv} / F_{yc} F_R} = 0.4 \sqrt{150200 / 2530 \times 0.9} = 3.25 \text{ CM} < t_R = 3.81 \text{ CM} \therefore \text{NO SE NECESITAN ATIESADORES.}$$

EN RESUMEN, NO SE NECESITAN ATIESADORES HORIZONTALES EN EL ALMA DE LA COLUMNA.

TOMARÁN NUNCA MAYORES QUE $1.25 A_{pv} F_{yv}$. EN ESTE CASO LA CARGA VERTICAL
> PRODUCE FUERZAS CORTANTES EN LAS COLUMNAS.

LA FUERZA CORTANTE QUE APLICA CADA VIGA A LA COLUMNA TIENE EL MENOR
DE LOS VALORES SIGUIENTES :

$$\frac{60.5 \times 10^5}{70.0 + 0.5(2.54 + 1.59)} \times 1.1 \times 1.7 = 156990 \text{ KG. CM} = 157.0 \text{ TON}$$

$$1.25 A_{pv} F_{yv} = 1.25 \times 25.0 \times 1.9 \times 2.53 = 150.2 \text{ TON}$$

FUERZA CORTANTE TOTAL EN EL TABLERO DE ALMA = $150.2 \times 2 - 30.1 \times 1.1 = 267.3 \text{ T}$
> 160.6 TON \therefore EL ALMA DEBE REFORZARSE.

EL REFUERZO PUEDE HACERSE POR MEDIO DE PLACAS ADOADAS AL ALMA, O
SUSTITUYÉNDOLA, EN UN TRAMO DE LONGITUD ADECUADA, POR OTRA PLACA MÁS
GRUESA (ESTE SEGUNDO PROCEDIMIENTO NO SUELE SER CONVENIENTE
CUANDO LA COLUMNA ES UN PERFIL LAMINADO). EN GENERAL CONVIENE CONSERVAR
LA SIMETRÍA UTILIZANDO DOS PLACAS, A UNO Y OTRO LADO DEL ALMA, AUNQUE ESTA
SOLUCIÓN PUEDE NO SER ADECUADA SI LAS PLACAS DE REFUERZO SON MUY DELGADAS.

EL COCIENTE DE LA SUMA DEL PERALTE MÁS EL ANCHO DEL TABLERO DEL ALMA
EN LA JUNTA, DIVIDIDA ENTRE EL GUESO (SIN INCLUIR LAS PLACAS ADOADAS
AL ALMA) NO DEBE EXCEDER DE 90.

$$\frac{d_v + (d_c - 2t_{pc})}{t} = \frac{70.0 + 32.98}{2.22} = 46.4 < 90 \quad \text{CORRECTO}$$

LAS PLACAS ADOADAS DEBEN CUMPLIR TAMBIÉN EL REQUISITO ANTERIOR, POR
LO QUE SU GUESO NO DEBE SER MENOR QUE

$$(70.0 + 32.98) / t = 90 \therefore t_{\min} = 102.98 / 90 = 1.14 \text{ CM}$$

PUEDEN UTILIZARSE DOS PLACAS DE 1.11 CM ($7/16''$) DE GUESO.

RESISTENCIA AL CORTANTE CON DOS PLS. ADOADAS DE 1.11 CM CADA UNA :

$$t = 2.22 + 1.11 \times 2 = 4.44 \text{ CM}, \quad V = 0.55 \times 2530 \times 40.6 \times 4.44 \left(1 + \frac{3 \times 40.6 \times 3.81^2}{70 \times 40.6 \times 4.44} \right) 10^{-3} =$$

$$= 286.0 \text{ TON} > 267.3 \quad \text{E}$$

EL REFUERZO PROPUESTO PARA EL ALMA ES CORRECTO.

LAS PLACAS ADOADAS AL ALMA SE SUELDAN A LOS PATINES DE LA COLUMNA
A TOPE, CON PENETRACIÓN COMPLETA, O CON SOLDADURAS DE FILETE CAPACES DE
ESABOLLAR SU RESISTENCIA AL CORTANTE. AQUÍ SE UTILIZARÁN SOLDADURAS
DE FILETE.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA

MODULO IV: DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA:

NUEVAS TECNOLOGIAS EN DISEÑO SISMORESISTENTE

**EXPOSITOR: DR. EDUARDO MIRANDA MIJARES
1997**

ESTADO DEL ARTE SOBRE DISPOSITIVOS PARA REDUCIR DAÑOS PROVOCADOS POR TEMBLORES

José M. Jara

**Escuela de Ingeniería Civil, Universidad
Michoacana de San Nicolás de Hidalgo**

RESUMEN

Se presenta una descripción de los principales dispositivos usados en la actualidad que buscan reducir los daños provocados por eventos sísmicos. Se comenta el uso de sistemas de controles pasivo y activo, así como el de cables de pretensión para la rigidización de una estructura y su aplicabilidad en la República Mexicana.

ABSTRACT

A description of the main devices used recently in order to search how to reduce damage produced by seismic events are presented. The use of passive and active control systems and prestressed cables in a stiff structure and its application in México is commented.

INTRODUCCIÓN

El intento por reducir los daños provocados por temblores ha llevado al desarrollo de elementos que se incorporan en las estructuras para modificar sus propiedades dinámicas y, en algunos casos, incrementar su capacidad de disipación de energía.

A partir de la última década ha crecido considerablemente el número de dispositivos fabricados en el mundo. Paralelamente, las instituciones de investigación han dedicado cada vez mayor tiempo al estudio analítico y experimental de estructuras con estos sistemas. Los dispositivos se han agrupado como función de su forma de trabajo en dispositivos de control pasivo y dispositivos de control activo:

1. DISPOSITIVOS DE CONTROL PASIVO

Existen cuatro sistemas principales desarrollados en la actualidad:

- Disipadores de energía
- Aisladores de base
- Osciladores resonantes
- Cables de presfuerzo

Los disipadores de energía modifican la rigidez de la estructura y buscan concentrar en ellos la mayor parte de la disipación de energía. Para su funcionamiento dependen fundamentalmente de los desplazamientos relativos de entrepiso. Los aisladores de base son elementos que se colocan comúnmente entre la cimentación y el edificio para intentar aislar el movimiento del terreno del de la superestructura. Un oscilador resonante es una o varias masas adicionales, generalmente sobre el último nivel de la estructura, con ciertas propiedades dinámicas que reducen la respuesta de la estructura; y los cables de presfuerzo rigidizan a la estructura e incrementan la carga axial en las columnas reduciendo, en algunos casos, los giros en sus extremos.

1.1 Disipadores de energía

Estos dispositivos se ubican generalmente en contravientos, y tienen como finalidad disminuir o eliminar la disipación de energía histerética

en las conexiones viga-columna de la estructura. También se han usado en combinación con aisladores de base. Se pueden agrupar, de acuerdo con la manera en que disipan energía, en los siguientes:

- Dispositivos de materiales con comportamiento elastoplástico
- Por extrusión
- Por fricción
- Dispositivos de materiales con comportamiento viscoelástico

a) Comportamiento elastoplástico

Su comportamiento idealizado es semejante al mostrado en la fig 1. La pendiente de la zona inelástica depende de las características de cada dispositivo y la disipación de energía es más grande conforme se incrementa el área bajo la curva.

El dispositivo mostrado en la fig 2 fue estudiado por Skinner y col (1975-b). Consiste en dos placas en forma de U que disipan energía al desplazarse una cara con respecto a la otra. La parte central del dispositivo se une a un nivel de la estructura y las partes extremas al nivel inmediato superior mediante barras. Los desplazamientos relativos entre los niveles ocasionan el movimiento conocido como rolado por flexión mediante el cual se disipa energía.

Aguirre y Sánchez (1989 y 1990) probaron experimentalmente soleras también en forma de U (fig 3). Su comportamiento histerético es muy estable (fig 4) y por la manera en que se deforman alcanzan la fluencia en casi toda la sección transversal al mismo tiempo. El número de ciclos de carga y descarga que soportan depende de la amplitud de deformación (fig 5). El Instituto de Ingeniería de la UNAM (Chávez y González, 1989) realizó pruebas experimentales en mesa vibradora con un marco de una cruz y dos niveles uniendo dos de estos dispositivos (para dar la forma de una oruga de tractor). Jara y col (1992) estudiaron la respuesta analítica de una estructura de acero de diez niveles y una estructura de concreto de nueve con este dispositivo, sometidas a temblores con las características de los que ocurren con mayor frecuencia en la ciudad de México. Al someter a las estructuras al temblor de Michoacán de

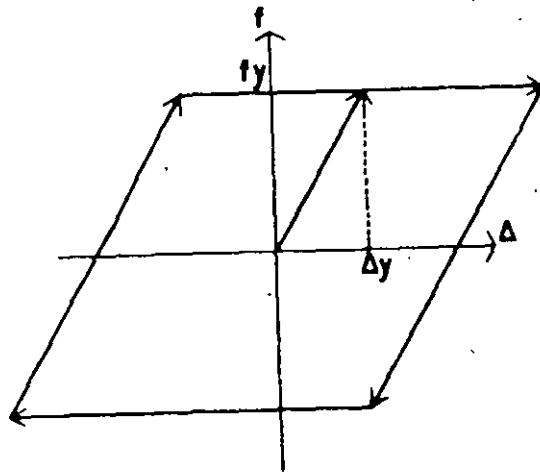


Fig 1 Comportamiento elastoplástico

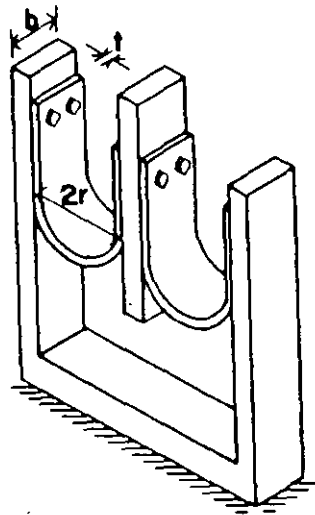
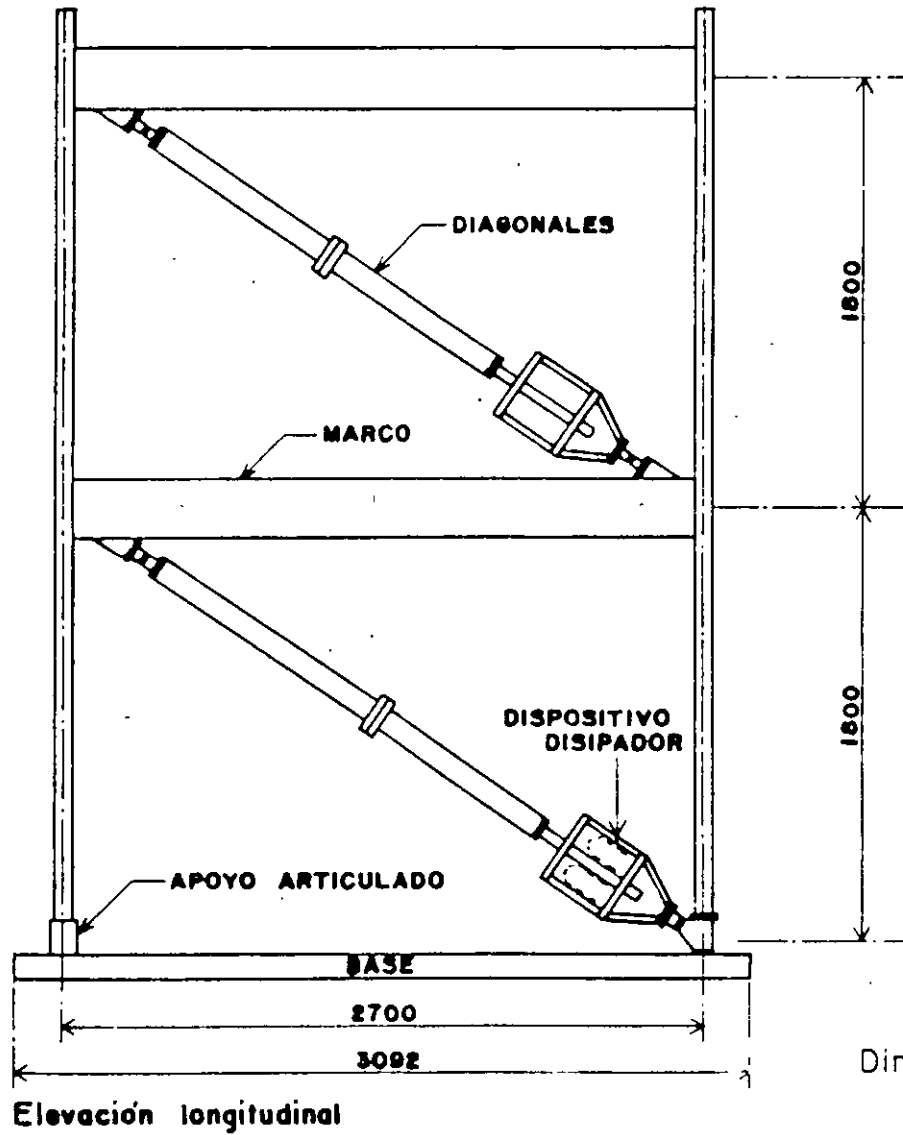


Fig 2 Dispositivos en forma de U



Dimensiones, en mm

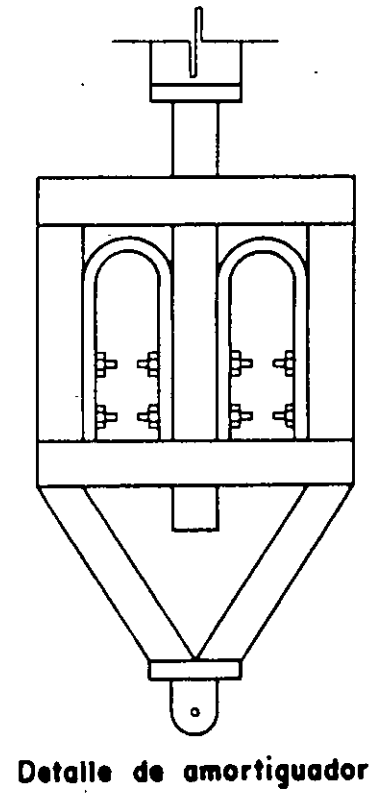


Fig. 3 Dispositivo en forma de U

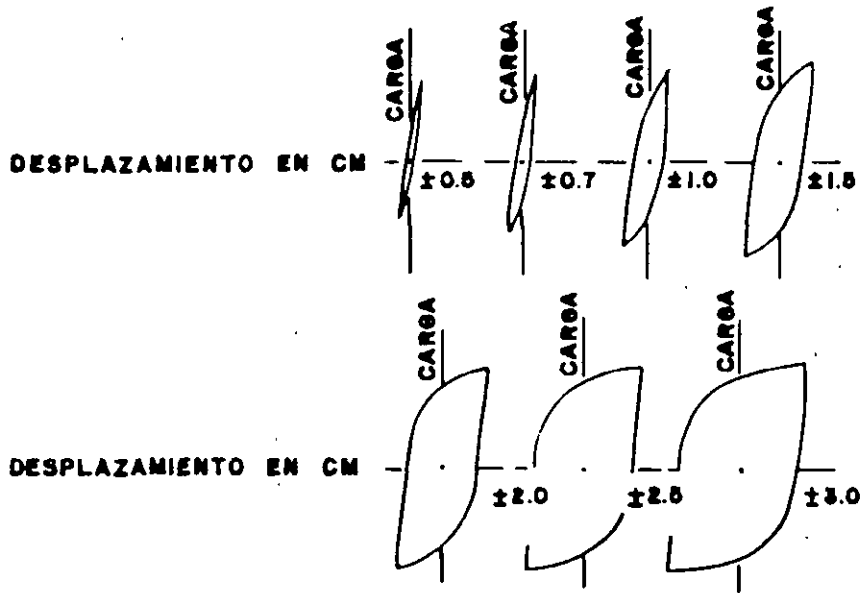


Fig. 4 Comportamiento histerético de los dispositivos en forma de U

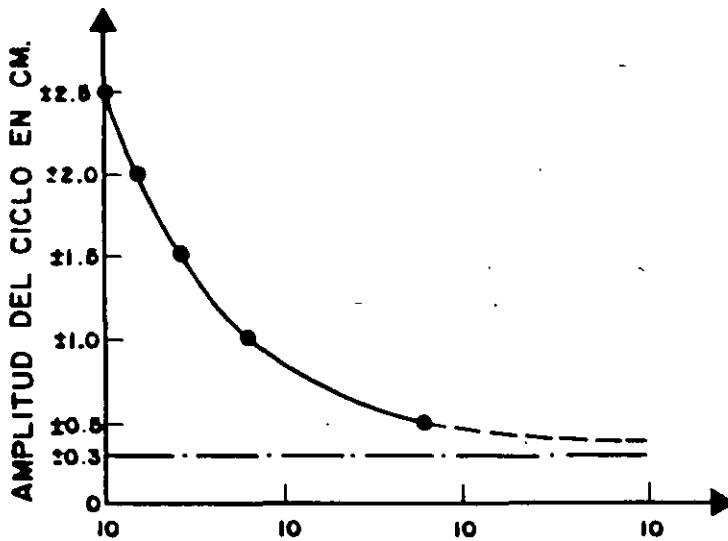


Fig. 5 Curva de fatiga de dispositivos U

1985 registrado en SCT, se obtuvieron resultados alentadores para la reducción de la respuesta en la zona blanda del Distrito Federal, sobre todo para la estructura de acero. Estudios posteriores del análisis paramétrico de un sistema de un grado de libertad con disipadores de energía y demandas de ductilidad de dos y cuatro, mostraron que el intervalo de aplicación de este sistema en la zona blanda de la ciudad, se limita a periodos de las estructuras inferiores a 1.6 seg (Gómez y col, 1993).

Urrego y col (1993) estudiaron la variación de la respuesta sísmica de marcos de concreto reforzado con tres crujías y diez niveles para diferentes ubicaciones de disipadores con respecto a la altura del edificio. Los resultados muestran la inconveniencia de colocar distribuciones de disipadores no simétricos

Skinner y col (1975-a y b) y Skinner y McVerry (1975) estudiaron experimentalmente elementos sometidos a flexión en cantiliver, que se colocan en la cimentación como se muestra en la fig 6. Al ocurrir un desplazamiento relativo entre la superestructura y la cimentación se disipa energía debido al comportamiento histerético del cantiliver. Los ciclos son estables y sus parámetros fueron determinados experimentalmente por Skinner y col (1975-b). Por el lugar en que se colocan se pretende que se incorporen combinados con aisladores de base.

Kelly (1988) usó un dispositivo semejante al anterior en un edificio de la corporación Kajima en Japón de tres niveles, construido sobre aisladores de base (fig 7). Los resultados analíticos mostraron que la respuesta es del orden de la tercera parte de la respuesta obtenida para la estructura original sometida a temblores con contenidos altos de frecuencias altas.

A este mismo tipo pertenece el dispositivo formado por una placa de sección trapecial (fig 8) usado en la base de una chimenea construida en Nueva Zelanda (Skinner y col, 1980). Los parámetros que determinan su geometría son proporcionados en gráficas que relacionan la altura de las placas con su espesor que se obtuvieron con base en pruebas

experimentales. Al sistema se adicionaron barras de acero dobladas (para permitir desplazamientos horizontales) que combinados con aisladores de base incrementan el amortiguamiento (fig 9). El comportamiento de la chimenea bajo las cargas reales a que se ha visto sometida no se ha publicado en la literatura.

El elemento que se muestra en la fig 10, usado en la construcción de un puente (Skinner y col, 1980), está formado por una barra circular de acero que se deforma, por la acción de dos brazos, hacia arriba y hacia abajo disipando energía por flexión; en la figura se muestran también los ciclos histeréticos del disipador que resultan casi rectangulares, lo que lo hace muy eficiente en la disipación de energía. Los dispositivos se colocaron entre la superestructura y el estribo de apoyo fijo.

Alonso (1989), Whittaker y col (1989), Scholl (1990), Su y Hanson (1990-a y 1990-b) y Bergman y Hanson (1990) estudiaron un dispositivo compuesto por placas de acero, con sección transversal en forma de X (figs 11 y 12), llamadas ADAS (Added Damping and Stiffness). La variación de la sección transversal obedece a que al desplazarse un nivel respecto al otro, las placas se deforman en doble curvatura, así que, si se empotran las placas, se genera un diagrama de esfuerzos casi uniforme en todo el peralte que cambia de signo en el eje neutro. Esto ocasiona que el esfuerzo de fluencia se alcance prácticamente en todo el volumen al mismo tiempo. Se han probado también placas de sección transversal rectangular. Dado que la distribución de esfuerzos por flexión sigue siendo triangular, en este caso los esfuerzos de fluencia se alcanzan sólo en pequeñas zonas extremas lo que reduce radicalmente la disipación de energía con respecto a la sección transversal en forma de X.

Las placas ADAS se pueden colocar como se señala en las figs 13 y 14 en marcos y muros de rigidez con trabes de acoplamiento, respectivamente. El comportamiento histerético de las placas se muestra en la fig 15. Los dispositivos se sometieron a más de cien ciclos de carga y descarga, mostrando un comportamiento muy estable, sin degradación. De estos resultados se desprende la recomendación que en su diseño se consideren valores de ductilidad máxima de seis.

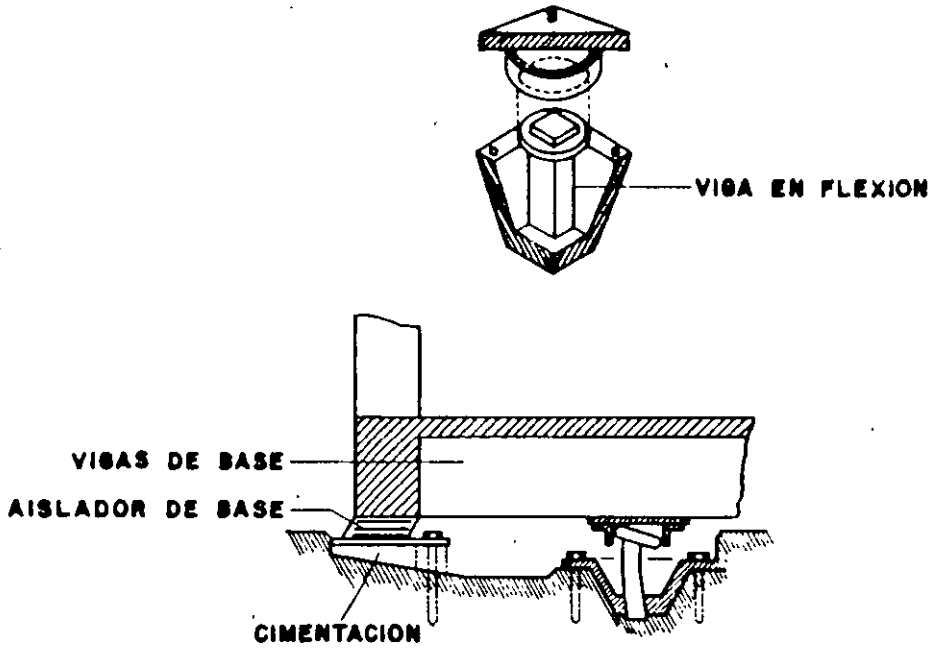


Fig 6 Dispositivo a flexión

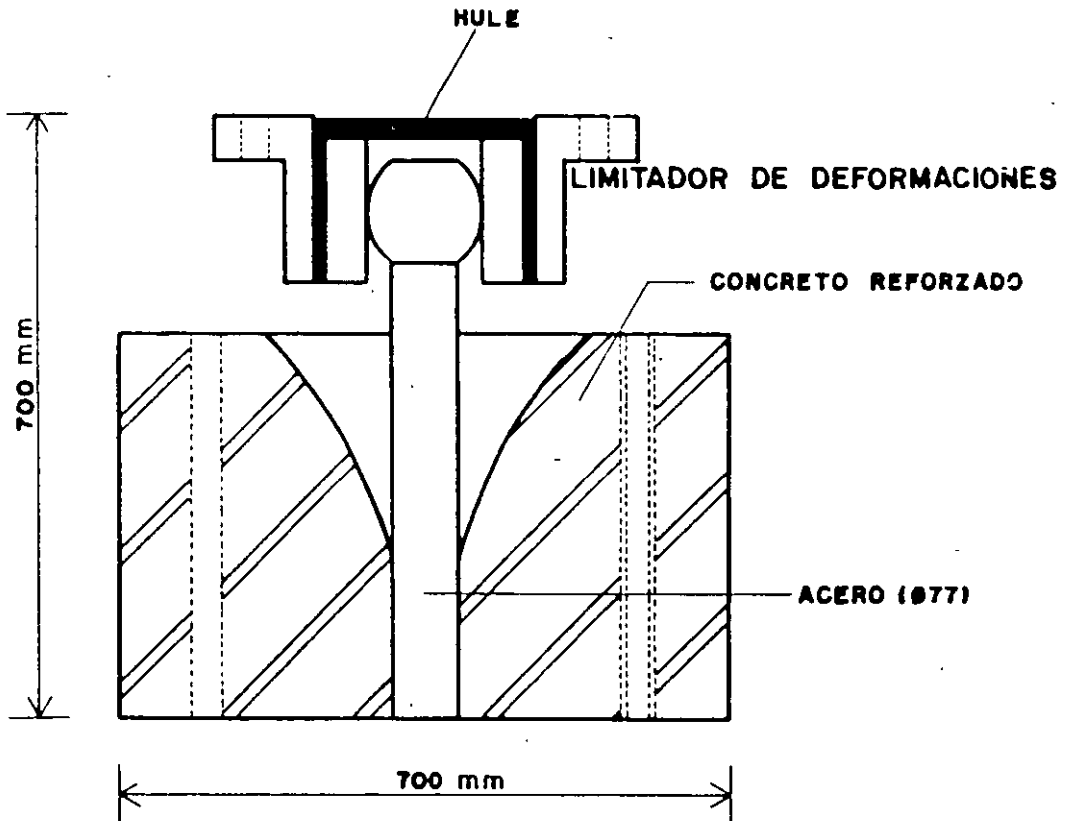


Fig. 7 Amortiguador histerético de acero

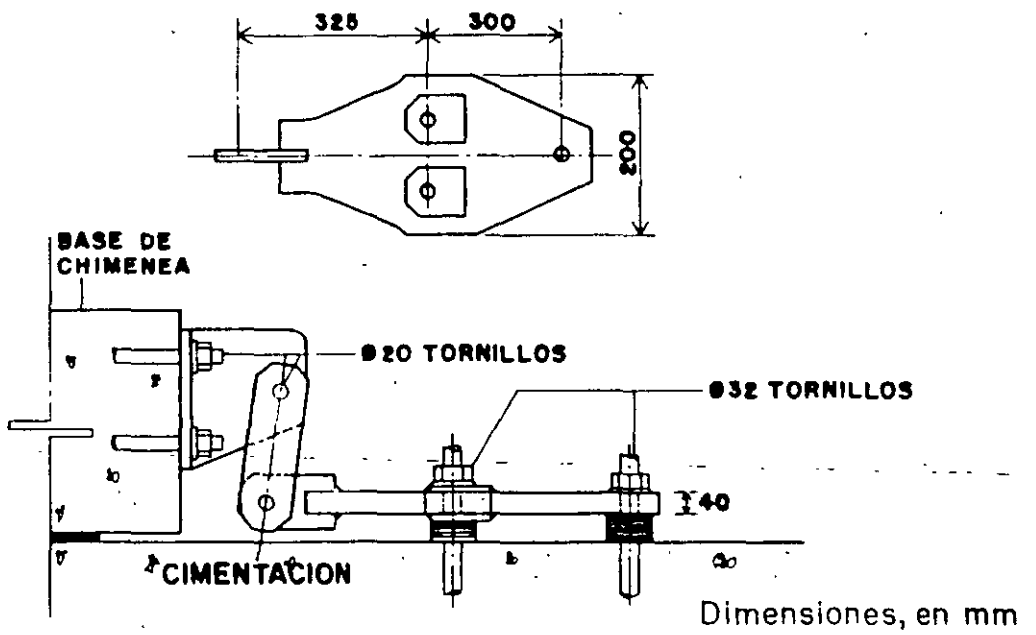


Fig 8 Amortiguador en la base de una chimenea

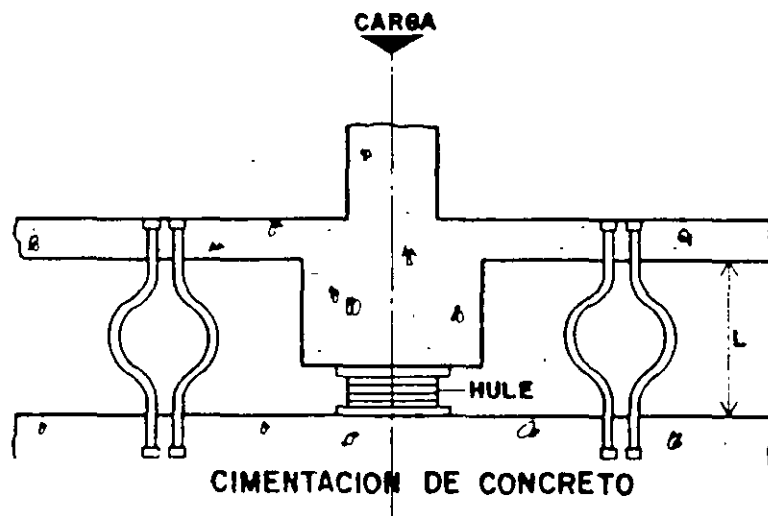


Fig. 9 Aislador de base y amortiguadores de barras dobladas

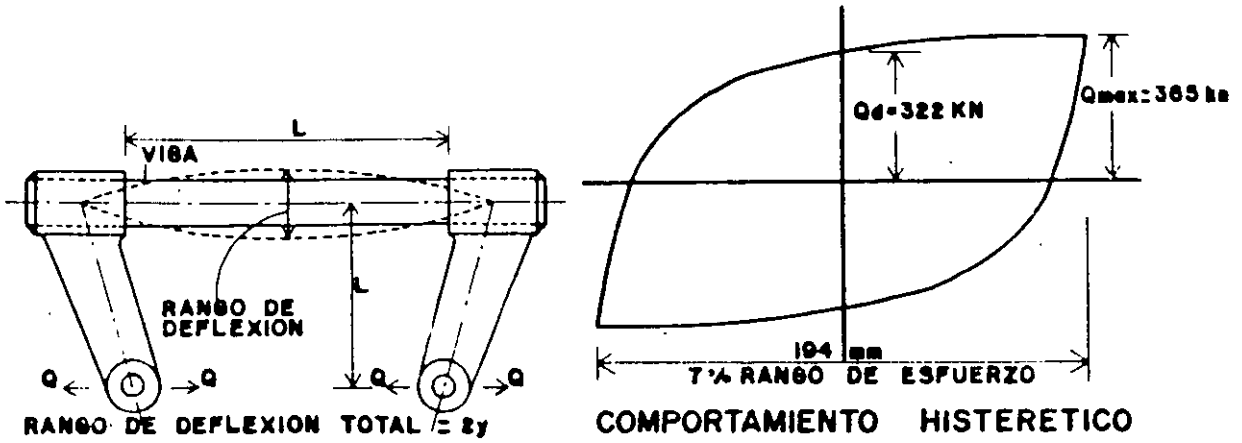


Fig. 10 Amortiguador de viga flexionante

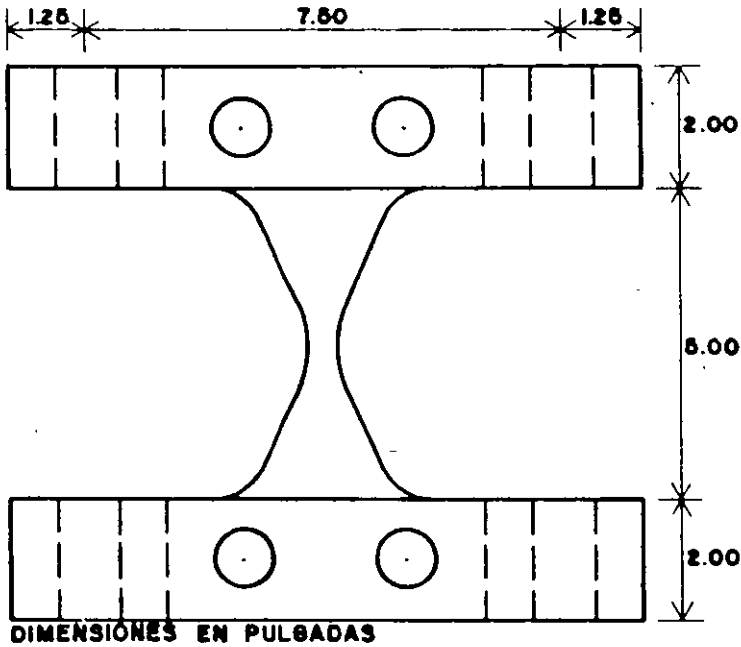


Fig. 11 Dispositivo adas

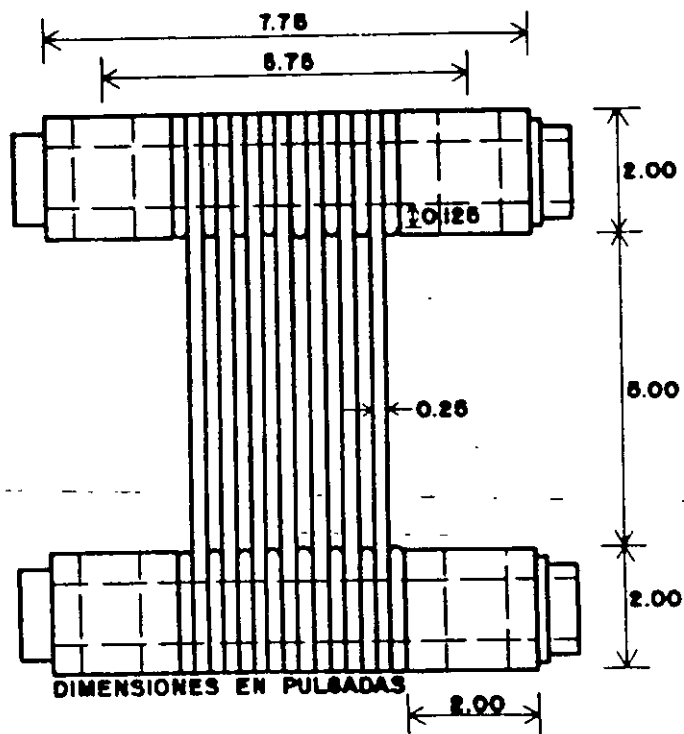


Fig. 12 Dispositivo adas del marco experimental en el primer nivel

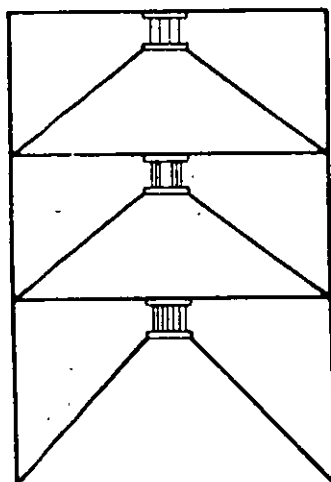


Fig. 13 Marco experimental con los dispositivos adas

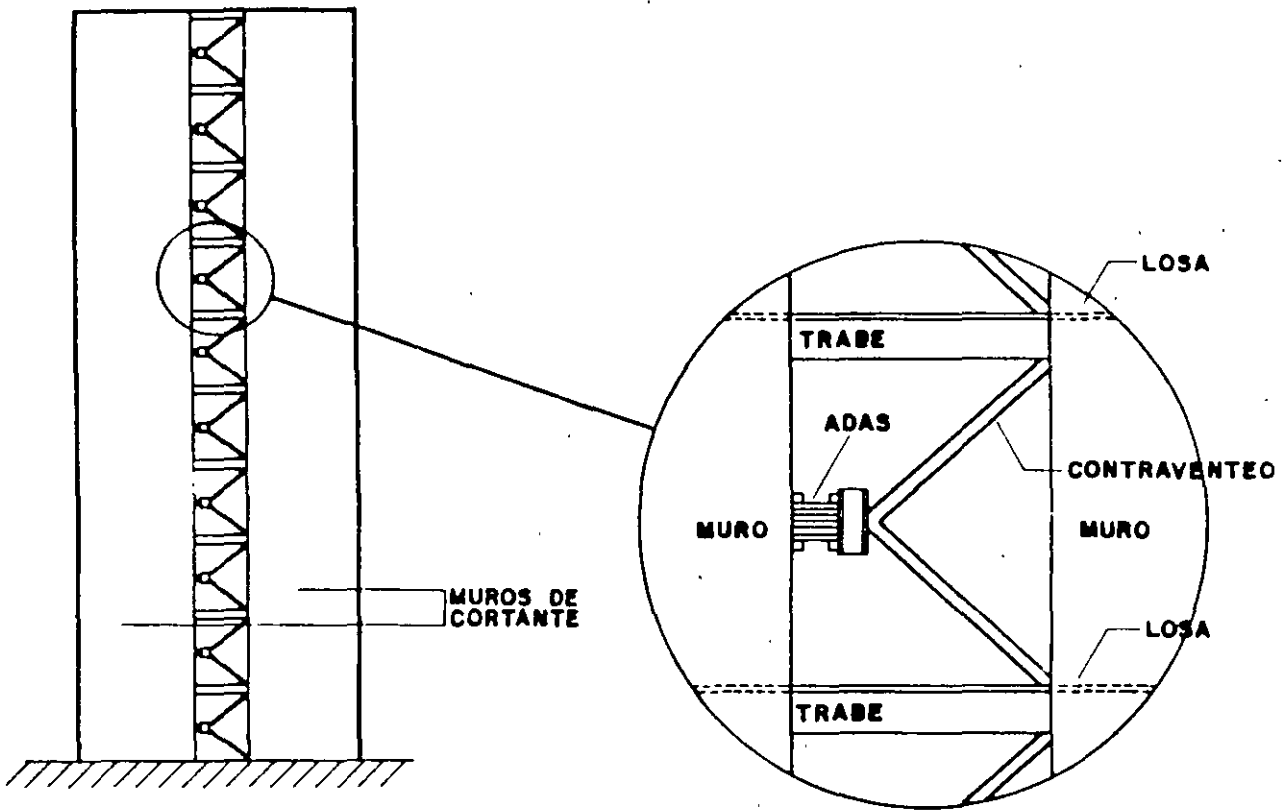


Fig 14 Dispositivos adas en edificios con muros de cortante

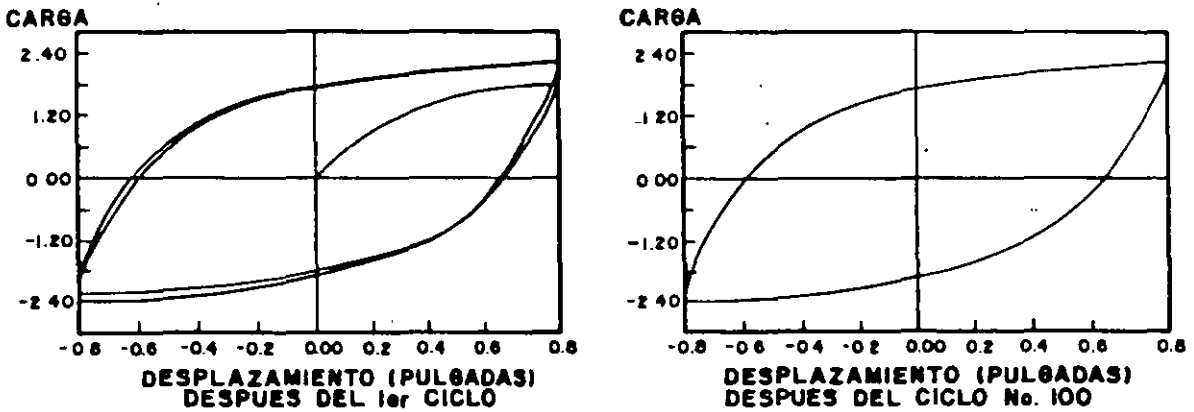


Fig. 15 Curvas de histéresis obtenidas experimentalmente

Estos dispositivos se usaron como solución estructural en la reparación de dos edificios de la ciudad de México dañados por los temblores de septiembre de 1985 (Martínez, 1990).

Tsai y col (1993) estudiaron una placa triangular (similar a la mitad de una placa de ADAS) llamada TADAS. Las placas se empotran en uno de sus lados a otra placa de acero que se conecta al nivel superior del entrepiso. En el vértice del triángulo se colocan pernos que se conectan a contravientos que parten del nivel inferior del entrepiso (fig 16). Este tipo de conexión ocasiona que las placas se deformen en curvatura simple. Al incorporar este sistema en un marco de acero a escala natural se pudo comprobar que las reducciones en la respuesta son similares a las obtenidas con ADAS. Sin embargo, de acuerdo con los autores, los resultados del modelo analítico del marco se acercan más al modelo experimental con este dispositivo debido a que la rigidez lateral de las placas, por la forma de conectarlas, se pre-

dice con menor incertidumbre que con las placas ADAS, en las que la rigidez es fuertemente dependiente de la conexión con las placas de apoyo. Esta dependencia se señala también en el estudio de Whittaker y col (1989).

Kobori y col (1992) estudiaron la respuesta experimental de placas de acero similares en sección transversal a los ADAS pero colocadas en su dirección perpendicular y unidas entre sí. Por el espacio que queda entre las placas, se le nombró de tipo panal (fig 17). Los ciclos histeréticos obtenidos son muy estables, con forma casi rectangular. Se realizó un estudio analítico de este sistema colocado entre un nivel y otro, a través de muros, en una estructura de 29 niveles. Las reducciones en la respuesta fueron de hasta un 60%. Adicionalmente, analizaron otro dispositivo de acero de sección circular variable empotrado en dos placas de acero (fig 18). Este dispositivo se analizó en el estudio analítico de una rampa de 98 m de altura máxima; la respuesta resultó 40% menor que aquella que se obtuvo sin incorporar la barra de acero.

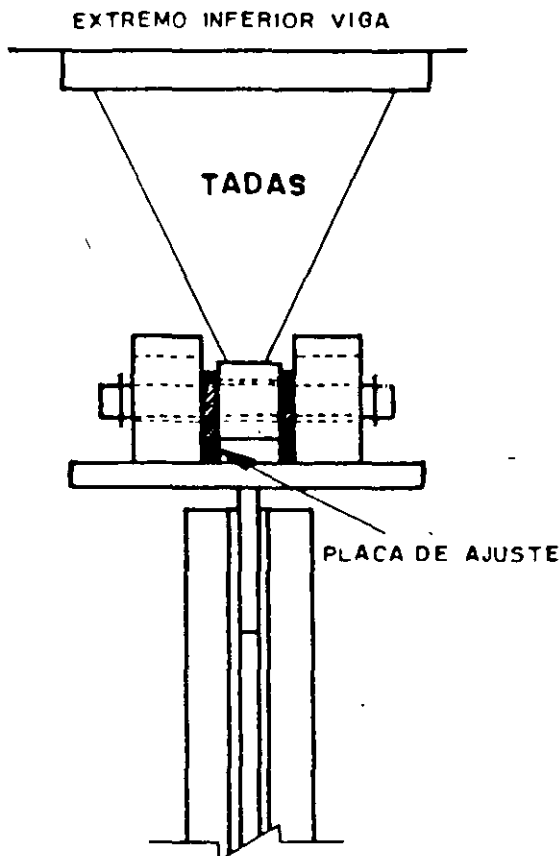


Fig. 16 Dispositivo Tadas

El comportamiento elastoplástico se logra también al someter una barra de acero a torsión (fig 19) (Skinner y col 1975-a y b, y Skinner y McVerry, 1975), que como sucede con los disipadores ADAS y en forma de U, alcanza el esfuerzo de fluencia al mismo tiempo en casi todo su volumen. La torsión se genera sobre la placa 5 al conectar los elementos 1 y 2 a la base y los brazos 3 y 4 a la cimentación. Este sistema fue usado en la construcción de un puente en Nueva Zelanda (Beck y Skinner, 1974).

Estudios posteriores (Kelly y col, 1977) muestran que una zona crítica en el diseño de estos elementos es la unión entre los brazos del dispositivo y la placa que trabaja a torsión. El estudio experimental consistió en probar un edificio de tres niveles provisto de aisladores de base (fig 20). Las vigas a torsión se comportan elásticamente, y se plastifican cuando la excitación sobrepasa cierto umbral, lo que modifica la rigidez del edificio en condiciones de servicio. Al disipar energía se incrementa también el amortiguamiento crítico equivalente, estimándose este en 30% para el modelo de tres niveles, lo que causa una fuerte reducción de la respuesta.

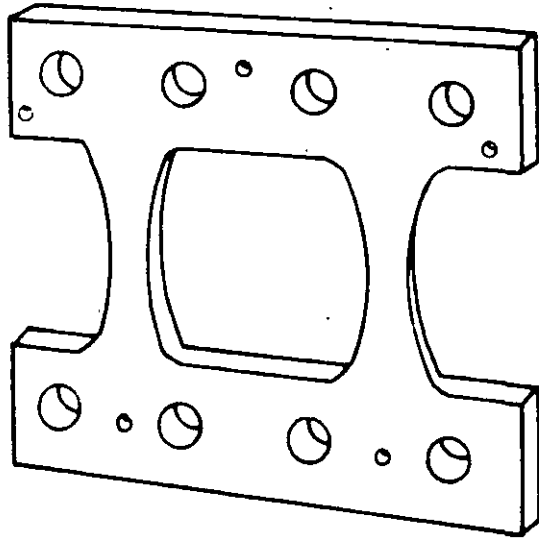


Fig 17 Dispositivo tipo panel

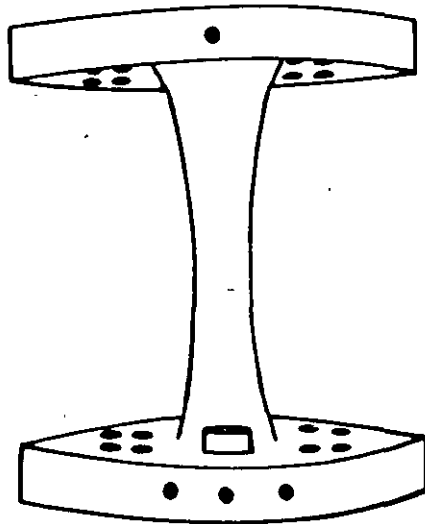


Fig 18 Dispositivo de sección variable

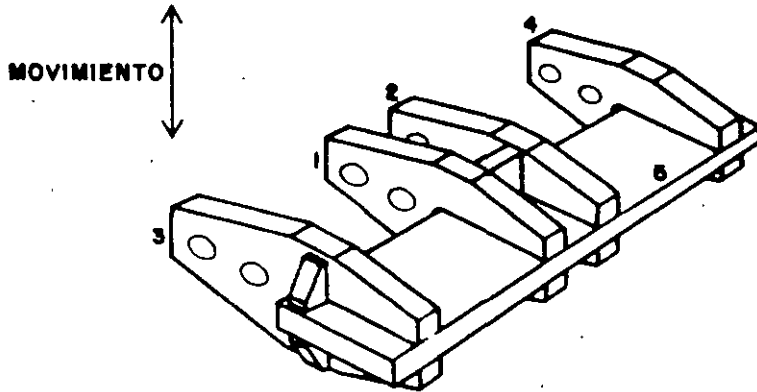


Fig. 19 Dispositivo a torsión

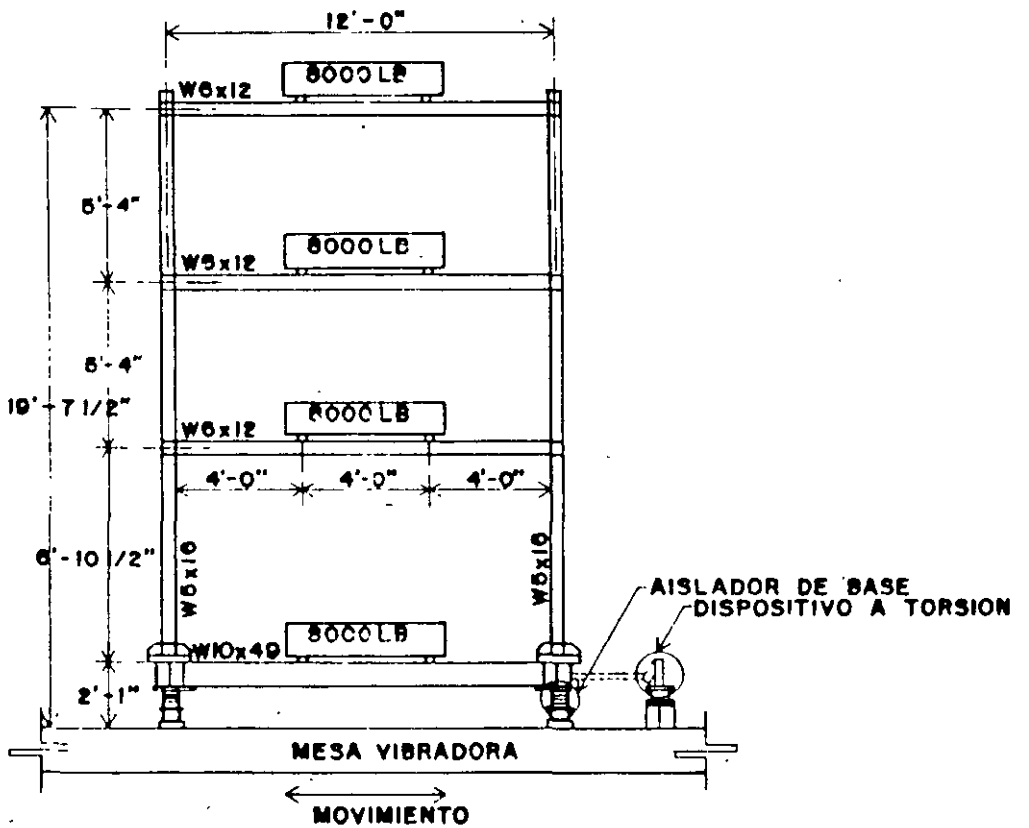


Fig 20 Dimensiones del marco experimental

Medeot y Albajar (1992) hacen una descripción de los dispositivos incorporados en puentes y estudios llevados a cabo en Italia sobre estos sistemas. La mayor parte tienen forma y comportamiento similar a varios de los anteriores. Se hace mención también del buen comportamiento encontrado en sistemas híbridos.

Para que estos sistemas se usen en la práctica profesional, es necesario que se obtengan recomendaciones de diseño sencillas y de fácil aplicación. Con este propósito, School (1993) y Whittaker y col (1993) sugieren criterios generales que deben considerarse para el análisis de estructuras con disipadores de energía. La incorporación de estos dispositivos en los reglamentos actuales requiere que se continúe con estudios experimentales y analíticos que permitan contar con un mayor número de resultados en qué fundamentar las propuestas.

Otra forma promisoría de reducción de la respuesta con comportamiento elastoplástico, pero ahora en la estructura misma, sin necesidad de dispositivos especiales, consiste en colocar una barra diagonal desde el nudo del nivel inferior hasta a un punto distante del nudo del nivel superior, o dos barras desde los nudos del nivel inferior al centro de la viga superior sin que se conecten al mismo punto, como se muestra en la fig 21. Esto ocasiona que la parte de la viga ubicada entre la barra y el nudo o entre las dos barras fluya por cortante y disipe energía. Por la manera en que se conectan los elementos diagonales, a este sistema se le denomina de contravientos excéntricos (Ricles y Popov, 1987; Popov y col 1989, y Ricles y Bolin, 1990).

b) Disipación por extrusión

En estos sistemas, la disipación se logra al deformar un material en su sección transversal. Esto ocurre cuando se mueve el material disipador dentro de un tubo de sección variable (fig 22). El sistema fue propuesto inicialmente por Robinson y Greenbank (1975 y 1976) y Robinson y Cousins (1987) para su uso en la construcción de dos puentes en Nueva Zelanda.

El dispositivo está formado por un tubo de acero con plomo en su interior. Al deformarse

el plomo se disipa energía, y, al recuperar su sección original, se recristaliza y recupera sus propiedades iniciales. El dispositivo fue sometido a ciento veintitres ciclos de carga y descarga con ciclos histeréticos casi rectangulares y sin degradación apreciable (fig 23).

c) Disipación por fricción

Los disipadores por fricción consisten en colocar dos placas en la intersección de contravientos en forma de cruz, de manera que al desplazarse lateralmente la estructura produzca esfuerzos de fricción por el contacto entre las placas.

El sistema mostrado en la fig 24 fue desarrollado por Pall y Marsh (1982). Se conecta con barras al marco y disipa energía por fricción, al desplazarse una diagonal con respecto a la otra. El diseño busca evitar el deslizamiento bajo cargas de servicio, lo que da rigidez adicional al marco y, al sobrepasar un umbral, se inicia la disipación de energía por fricción. Estudios posteriores de este sistema se encuentran en Pall (1984) y refinamientos en su modelación analítica en Filiatrault y Cherry (1987 y 1990) y Filiatrault y col (1990). El comportamiento de los dispositivos se muestra en la fig 25.

La incorporación de este dispositivo en estructuras de hasta diez niveles en Canadá se menciona en Pall y Pall (1993). La modelación analítica de estas edificaciones muestra que los desplazamientos laterales de los marcos con los disipadores son del orden de la tercera parte de los marcos solos, al ser sometidos a los registros sísmicos utilizados en el estudio.

Scholl (1984) estudió un dispositivo desarrollado por Oiles Industry Co., Ltd of Tokio, Japón, formado con acero y hule (fig 26). Se coloca, al igual que el anterior, en la intersección de contravientos. El estudio experimental de un marco de un nivel con estos elementos, muestra incremento en el amortiguamiento y modificación en la rigidez con respecto al marco sin dispositivos. La principal desventaja es su costo comparativo con otros sistemas.

Nims y col (1993) determinaron la respuesta analítica de un marco de seis niveles escala 1/3

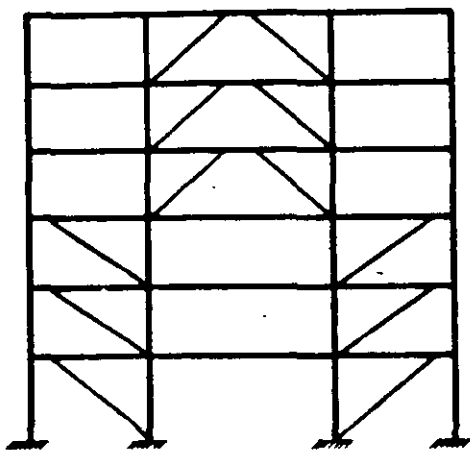


Fig. 21 El marco con contraventeos excéntricos

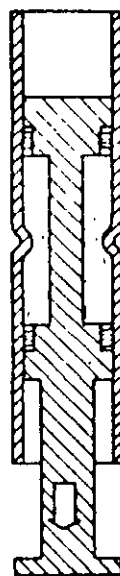


Fig. 22 Disipador por extrusión

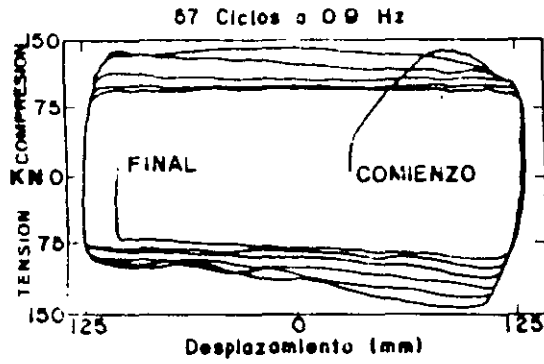


Fig. 23 Comportamiento histerético del disipador por extrusión

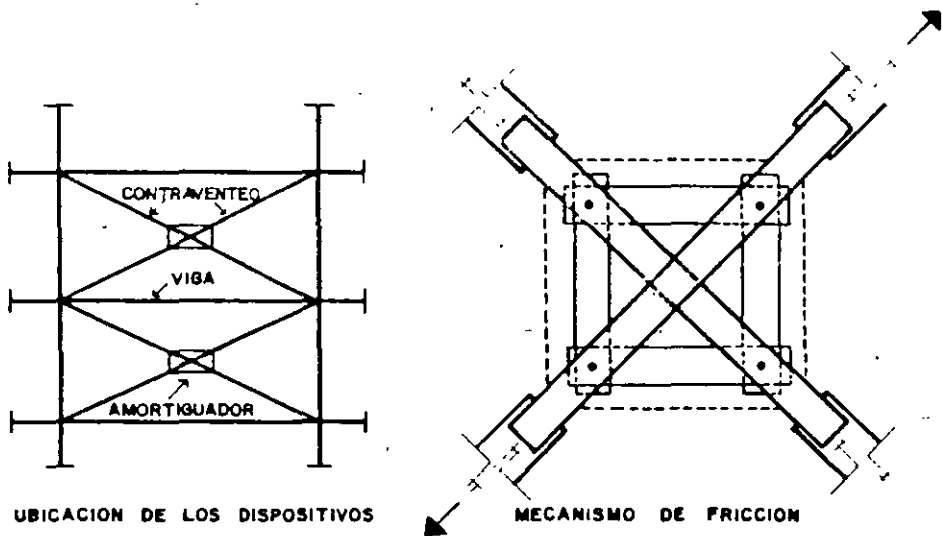


Fig. 24 Disipador de energía por fricción

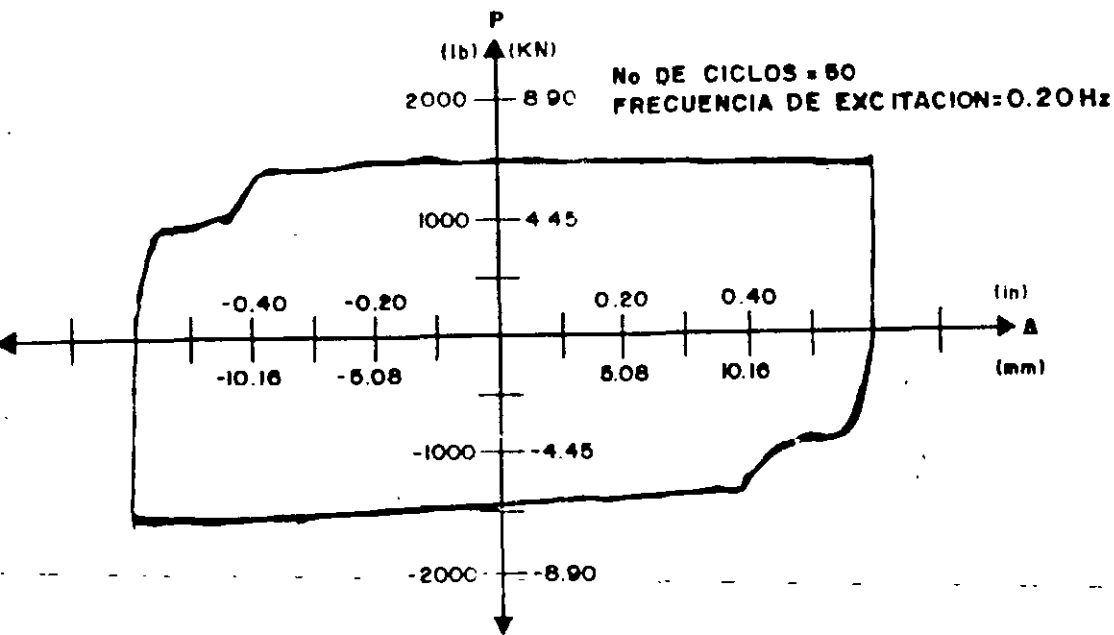


Fig. 25 Comportamiento histerético del dispositivo de fricción

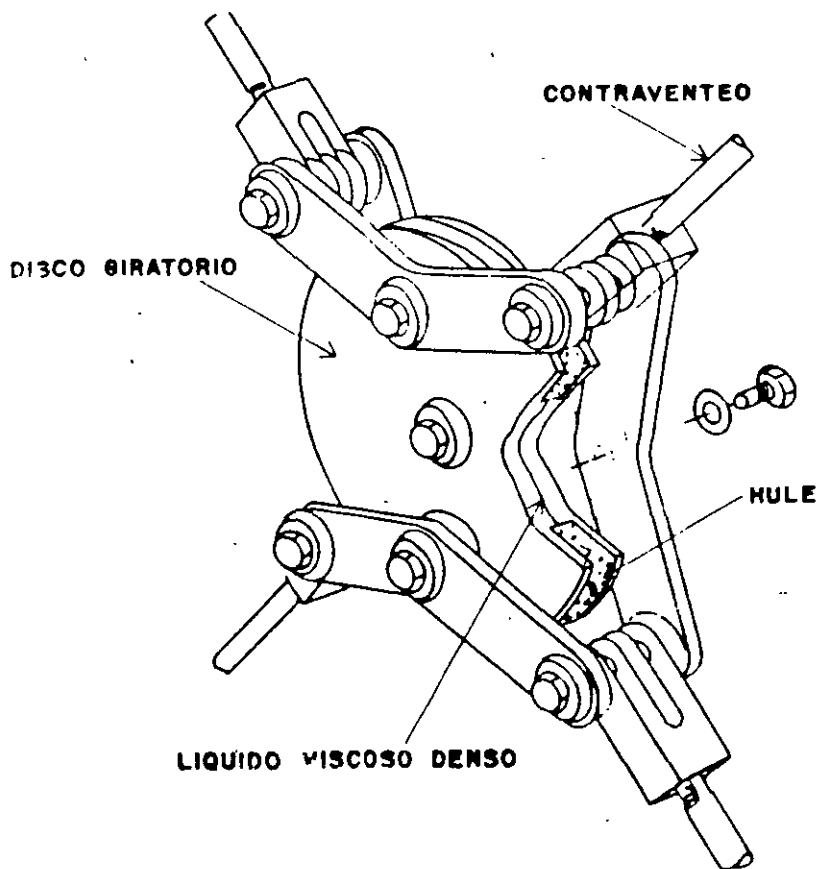


Fig 26 Disipador de energia

the joints occurred earlier in the lightweight specimen, at $\mu_\delta = 2.4$ as compared to $\mu_\delta = 5.4$ for the normal weight specimen, resulting in a more pinched hysteretic behavior.

5. The assumption of a rigid joint appears to be inaccurate not only at large ductilities, but even at the yield level, under monotonic and particularly cyclic loading. The contribution of the fixed-end rotation to the total story drift under monotonic loading is about 13 percent at the yield level, increasing to 22 percent at higher ductilities. Under cyclic loading the contribution is 18 percent at the yield and increases to greater than 90 per cent at higher ductilities.

6.4 Recommended Design Improvements and Research Needs.

1. Development of new design and construction methods is needed to prevent yielding of the reinforcement at the beam-column interface, which usually triggers or accelerates total slippage of the beam reinforcement. One such method is to move the regions of the inelastic action away from the joint. This can be accomplished by: (i) bending or cutting off at a short distance from the joint some of the top and bottom beam reinforcing bars, forming a region of sufficiently lower moment capacity to be the critical one. Some research has already been conducted in this area using normal aggregate [119, 126]; or by (ii) designing haunches which sufficiently increase the moment capacity near the joint to prevent yielding of beam reinforcement at the column face. Another method consists of improving the anchorage of the reinforcement within the joint by using special mechanical devices [114] or better detailing, such as crossing the top and bottom beam reinforcement [127, 143].

2. The basic causes for more rapid bond deterioration in lightweight concretes should be explored further.

3. Experiments with beam-column subassemblages having floor slabs are needed to more accurately simulate the actual conditions found at joints in buildings.

4. Analytical programs need to be developed, based on a stiffness degradation model, which include fixed-end rotations at the joint in order to study the affect of the observed deterioration on the response of framed structures to earthquake ground motions.

7. SEISMIC BEHAVIOR OF PRESTRESSED AND PRECAST R/C LINEAR ELEMENTS AND THEIR CONNECTIONS

7.1 General

7.1.1 Prestressed Concrete. In 1972, the author reviewed the state-of-the-art in prestressed and partially prestressed concrete structures and their elements [16]. He reported the conclusions reached by Blakely and Park in their historical review of the seismic resistance of prestressed concrete (1971) [144], as well as the conclusions of their tests on four full-size, precast prestressed concrete beam-column assemblies. A brief summary of these conclusions follows:

From the 1971 review:

(1) Most structures containing prestressed concrete elements which have been subjected to earthquakes have performed well. Failures which have occurred appear to have been due mainly to failure of the supporting structures or of the joint connections. However, there is very little information on the behavior of fully framed prestressed concrete structures under strong earthquakes.

(2) Although the energy absorbed by a prestressed concrete member could be the same or even larger than a similar reinforced concrete member the greater elastic recovery of the prestressed concrete member will result in a lower energy dissipation for cyclic loading. This lower energy is a drawback in seismic design. However, little is known of the energy-dissipation capacity of prestressed concrete members under high-intensity cyclic loading.

(3) High intensity cyclic loading tests of prestressed concrete members and subassemblages including different joint details is needed.

From the test results:

(1) Energy dissipation is relatively small prior to commencement of crushing in the concrete, but substantial once crushing has occurred. (2) Large post-elastic deformation can be available in prestressed concrete members, even where the transverse reinforcement satisfied only normal prestressed-concrete code requirements for shear. (3) Substantial stiffness degradation is apparent for prestressed concrete members after high-intensity cyclic loading. (4) Mortar joints between precast post-tensioned frame members can behave satisfactorily under high-intensity load reversal. (5) Prestressed-concrete framed structures can be capable of resisting moderate earthquakes without structure damage, and of withstanding severe earthquakes although structural damage may occur, with a consequent difficulty of repair back to fully prestressed condition.

In the concluding remarks of Ref. 16, the author enumerated a series of problem areas in which research was needed to improve understanding of the behavior of concrete structures under generalized excitations. The author then stated, "All the above required research applies as well to reinforced concrete as to prestressed concrete. However, in prestressed concrete other problems such as questions of the optimum degree of partial prestressing, of bonded versus unbonded prestressing tendons, the behavior of prestressed anchorage under dynamic loading, etc. still remain to be answered." The author would like to emphasize that the basic problems encountered in the seismic

behavior of ordinary reinforced concrete are also present in prestressed concrete, since prestressed concrete is just a special case of reinforced concrete structure in which an initial, desirable state of compression is introduced to the concrete. The only difference is the degree of severity of these problems. (For example, one cannot expect good seismic hysteretic behavior of prestressed elements whose critical regions have not been properly confined with lateral reinforcement. These points - that the basic problems of ordinary and prestressed concrete are the same, and that the severity of the problems may differ - should be kept in mind in judging results from experiments of prestressed concrete elements.

In order to obtain a good sense of the state-of-the-art and the state-of-the-practice, up to 1977, of seismic behavior of prestressed concrete framed structures and their elements, one can review papers presented at the ERCBC Workshop held at Berkeley in 1977 [17]. Particularly appropriate are the papers by Lin and associates [145]; Park [146]; Hawkins [147]; and Park and Thompson [148]. Hawkins, in Ref. 149, has reviewed and synthesized the information presented in this workshop and several other researchers and practicing engineers have discussed it. From this review it is apparent that although the advances in knowledge about seismic behavior of prestressed concrete elements have been not as great as the advances for ordinarily reinforced concrete elements, there is sufficient evidence to formulate comprehensive seismic design recommendations for prestressed concrete [150,151]. A brief summary of some of the new information on seismic behavior of prestressed concrete elements is presented later in this section.

It is generally agreed that the response of a prestressed concrete structure to a given earthquake will be greater than that of a comparable reinforced concrete structure, because of its lower energy dissipation and viscous damping properties. However, because the use of higher concrete strength results in a smaller neutral axis depth, prestressed concrete members may sustain greater curvatures before crushing than comparable reinforced concrete members of the same flexural strength and section size. Alternatively, prestressed concrete members may be of smaller section, and therefore less mass. These factors may well counteract the effect of the smaller energy dissipation capacity under cyclic loading [152]. From the review of all the available information, it becomes apparent that proper use of prestressing can be an asset to seismic resistant construction of concrete frame structures.

7.1.2 Precast Elements. In the zones of high seismic risk in the United States, precast concrete framing is not widely used as a primary lateral load resisting system: little information exists regarding seismic behavior of this type of concrete construction. Hawkins, in Refs. 147 and 149, reviews the state-of-the-art in seismic resistance of precast concrete structures, although most of the review is devoted to precast panel construction rather than to precast concrete frames. Ikeda and associates, in Ref. 153, have reviewed the state-of-the-art of precast concrete techniques in Japan, pointing out that the main problem is the prediction of strength and deformation capacities of beam-column connections. It is clear that there is nothing wrong with the elements. The problem is in the joints between these elements. It is believed that proper use of prestressing can improve the performance of joints between precast elements. There is a tremendous potential for the use of lightweight aggregate concrete, precast, prestressed elements in seismic resistant construction.

7.2 Seismic Behavior of Prestressed Concrete Beams, Columns, and their Subassemblage

7.2.1 Beams. As with ordinarily reinforced concrete structures, it is convenient to classify prestressed beams according to stresses controlling behavior of their critical regions: i.e., Flexural and Flexural with High Shear.

7.2.1.1 Flexural Critical Regions. Hawkins [147], after analyzing the experimental results obtained in numerous experiments as well as the performance of prestressed concrete beams in real earthquakes, drew a series of conclusions. The most important conclusions are summarized below, together with some conclusions from recent studies carried out in New Zealand [148,152].

(1) Most prestressed concrete beams, when designed for loading reversals, perform well in earthquakes. Generally, deformed bar reinforcement and confinement by stirrups are necessary to provide adequate strength under moment reversals. The failures that have occurred have been due mainly to failures of the supporting structures or connections. Major consideration must be given to the strength of connections and supporting structures.

(2) Experimental flexural strengths of the beams are usually greater than theoretical flexural strengths because experimental moments reach their maximum at an extreme concrete fibre strain greater than 0.003. This is due to the extra confinement given to the beam concrete by its reinforcement and the adjacent column concrete. With stirrups and compression reinforcement, ultimate strength can increase by as much as 16 percent.

(3) Unless the first damaging load exceeds about 80 percent of the collapsed load, the capacity in the reverse direction is unaffected. If the concrete is not confined, cycling to strains greater than 0.002 induces a loss in strength and stiffness due to spalling of the compressed concrete and penetration of crushing into the core of the member. That degradation can be slowed and the ductility and energy absorption increased by the addition of either bonded compression reinforcement or confinement - preferably both. Unless confinement is provided there is a marked degradation in the flexural capacity for beams reversed cyclically and loaded to an excess of 90 percent of their flexural capacities. Confinement should be achieved by closed stirrups with a spacing not exceeding $d/4$.

(4) High seismic loading rates can result in strength increases of four to seven percent and ductility increases of 10 to 15 percent. It is generally appropriate for design computations to be based on static loading strengths only.

(5) Prior to crushing of the concrete or marked inelastic flow of the prestressing steel, loading-unloading curves are bilinear with ranges corresponding to crack open and crack closed conditions. The loading and unloading curves closely parallel each other with small amounts of dissipation of energy.

(6) Prestressed beams show marked elastic recoveries even after considerable inelastic deformations, leading to pinching of the hysteretic loops. Figure 29 compares beam moment-end deflection relationships for three beam-column specimens with similar theoretical flexural strengths and with prestress levels of 1160, 386 and 0 psi, (8.1, 2.7 and 0 MPa,) respectively. Energy dissipation for prestressed concrete elements is less than that for

reinforced concrete elements because of elastic recovery effects. In general, the residual tensile force in the prestressing steel is adequate to close previously open cracks. Thus, significant energy dissipation does not develop until the deformed bar reinforcement yields, the prestressing steel yields, or the concrete crushes. Recent test results of beams where flexural behavior controls inelastic response have been promising. The use of these beams in seismic resistant prestressed concrete frames should be investigated further. Most previous tests have primarily involved symmetrical arrangements of prestressed and nonprestressed steel: these tests need to be extended to other arrangements. Further study is also needed of the spacing of stirrup ties that are required to prevent buckling of nonprestressed steel under reversed loading.

7.2.1.2 Flexural Critical Regions with High Shear. As noted by Hawkins [147], there is little information available on the behavior of these prestressed critical regions. In the tests carried out by Park and his associates [148, 152], the nominal unit shear stresses developed were very small: less than $2\sqrt{f'_c}$ (psi) [$0.16\sqrt{f'_c}$ (MPa)] and less than 1/3 of the theoretical computed shear strength using ACI 318-71 [35]. Therefore, no adverse shear effects were observed. There is an urgent need for systematic studies on the behavior of the prestressed elements subjected to high shear stresses.

There is general agreement that beams should be proportioned and detailed so that they will not fail in shear. The FIP Commission [150] recommends that in calculating the design shear force the plastic hinge moments should be determined considering the possible overstrengths of the material. These enhanced plastic hinge moments may be estimated as 1.15 times the flexural capacities based on the characteristic strengths of the materials. The proposed provisions for the New Zealand Code [14] contains specific requirements for designing against shear force, neglecting the concrete's contribution in resisting shear when the design axial compressive force produces an average stress smaller than $0.1 f'_c$.

7.2.1.3 Bond, Grouting and Anchorage. According to Lin and associates [145], seismic safety can be equally obtained by either bonded or unbonded construction. However, this is a controversial issue, on which the FIP Commission on Seismic Structures has prepared a special report [145]. Present FIP guidelines [150] recommend grouting the prestressing ducts in flexural members of a ductile structural frame. The New Zealand Code has similar requirements, except for special cases where post-tensional tendons may be ungrouted. Bond transfer lengths and performance under cyclic loading are very sensitive to surface conditions and to the method of release for the strand.

Careful consideration must be given to the location of tendon anchorages. They should not be placed in regions of high bending or rotation, which can adversely affect their capacity. Consideration must also be given to the flow of forces from the anchorage.

7.2.2 Columns. Except for experiments carried out by Hisada and associates [142] there has not been much research done on prestressed columns alone. Usually, columns have been studied as part of a subassembly, in which they were stronger than the beams and hence were not critical elements. An exception to this was the joint core regions which will be discussed later. The ductility of prestressed concrete columns have been studied by Blakeley [154]. As expected, the available curvature ductility of a prestressed concrete column decreases with increased axial load level. Special transverse confinement

steel is necessary in prestressed columns (as it is for reinforced concrete columns) once the axial load exceeds some nominal value such as $0.1 P_0$ where: P_0 = strength of columns when load is applied with zero eccentricity.

Prestressing can improve the behavior of reinforced concrete columns [142] and therefore of the whole frame, provided the peculiarities of prestressing are considered in the design as well as in the detailing of the columns. Figure 30 illustrates an example of post-tension prestressing the outer columns of the first 5 stories of an 18 story building (to reduce the possibility of tensile cracking strength during severe earthquakes). This application has been discussed by Ohmori [84], Muto [94] and Hisada and associates [142].

There is a need for experimental work on partially prestressed columns under severe seismic actions. Among the parameters that need to be studied the following deserves special attention:

- optimum degree of prestressing, and optimum location of the pressure line;
- quantity of confining steel necessary to achieve adequate rotation ductility, particularly under high compressive loads, and to prevent buckling of the bars;
- the affects of unbonded tendons, particularly when used continuously over several column stories.

7.2.3 Beam-Column Joints: Following design criteria similar to that used for ordinarily reinforced concrete structures, the FIP Commission on seismic structures [150] recommends: "The connections between members in prestressed concrete construction should be carefully designed for effectiveness at all earthquake limit states, on the following basis:

(a) Connections should be checked for both seismic stresses and deformations.

(b) The load-carrying capacities of connections should not be less than those of the adjacent structural members.

(c) Connections should be capable of failing in a ductile manner. "

In their commentary the FIP Commission emphasizes that inelastic loading cycles (particularly those involving not only load but also deformation reversals) can result in a degradation of the concrete shear-resisting mechanism due to breakdown of the joint core, caused by alternating bond force and diagonal tension cracking.

The above design philosophy is clear and well accepted. However, adequate provisions, methods and rules for quantifying and practically applying this philosophy are still lacking despite improvements in understanding hysteretic behavior of beam-column joints. Most of the studies have been related to the strength of the joint, very little has been done regarding prediction of stiffness and its degradation with increasingly severe cyclic loading, or with the prediction of deformation capacity and energy dissipation capacities.

The work of Park and his associates [146,152] has significantly increased knowledge of the effects of prestressing on joint behavior. Their work showed that serious difficulty in preventing joint core distress during severe seismic loading can only be minimized by careful proportioning and detailing. Their main findings follow:

(1) The ACI 318-71 Appendix A [36] approach for joint core shear strength cannot be regarded as adequate for plane frames subjected to intense cycles of seismic loading. It fails to make any provision for vertical shear reinforcement in the plane of bending.

(2) The use of a reasonable level of prestress through a central tendon improved the hysteretic behavior of the joints.

(3) The contribution of the concrete to shear strength should be neglected except when the mean column compressive stress exceeds to $0.1 f'_c$.

(4) The inclusion of vertical shear reinforcement within beam-column joint cores, in the form of intermediate column bars, and horizontal shear reinforcement, in the form of ties, allows the joint core shear force to be resisted more effectively than when intermediate column bars are not present (Fig. 31).

(5) The draft of the New Zealand Concrete Design Code [14] recommends the provision of the vertical shear reinforcement to transmit vertical shear forces within the joint core. The amount of horizontal and vertical shear reinforcement required by this draft Code approach was found to be safe but rather conservative.

Although the above results led to improved understanding of the hysteretic behavior of prestressed concrete beam column joints, research is needed in the following areas:

(1) The actual contribution of concrete to joint strength, stiffness and energy dissipation capacity when subjected to different levels of compressive stress.

(2) Other means of vertical joint shear reinforcement.

(3) Maximum bar diameters allowable for longitudinal steel to prevent total slippage through the joint core.

(4) The affect of unbounded tendons.

(5) The potentials of moving the critical regions away from the face of the columns.

7.3 Seismic Behavior Precast Concrete Beam, Column and their Connections

As discussed in Section 7.1.2, the main problem in using these elements is associated with their connections. As noted by Hawkins [147], while many types of connections have been developed [155,156] more information is needed regarding the behavior of these connections under severe earthquake loading conditions. A comprehensive experimental research program is needed where these connections, as well as those already in use, will be studied under simulated seismic conditions. Meanwhile, it is recommended that designers

and fabricators of these precast elements try to locate the connections so they can be easily constructed and are not subjected to severe simultaneous bending, shear and axial forces. An example of proper location of field connections is shown in Fig. 32.

7.4 Concluding Remarks

Prestressed and precast linear concrete elements are not widely used to form primary seismic resistant structural systems. The amount of research in this area has been relatively small compared with that on ordinary reinforced concrete, and some fundamental questions remain unanswered. Nonetheless, in the last decade, there have been significant advances in understanding problems introduced by these techniques of reinforced concrete construction.

There is tremendous potential in the use of prestressed and precast lightweight concrete structural elements. To realize this potential quickly, it is necessary to recognize - that prestressed and precast concrete elements are just a particular case of R/C structures and practically all drawbacks of ordinary R/C elements are also present in prestressed and precast elements. Therefore, existing knowledge of seismic behavior of the ordinary R/C elements should be used. The problems to concentrate on are those that are peculiar to prestressing (i.e. problems of anchorage, bond, transfer, grouting, type of steel and level of prestressing); and to the precasting technique (like the problems of joint).

8. SUMMARY, CONCLUSIONS, AND RECOMMENDATIONS FOR FUTURE RESEARCH AND DEVELOPMENTS

8.1 Summary

Significant advances have been made in the last ten years in understanding seismic behavior of structural concrete linear elements and their connections. This improved understanding has had some impact in earthquake resistant design of R/C structures where these elements are used. However, much of present knowledge has not yet been practically applied. There are several problems in predicting seismic behavior of these linear elements and their connections. Some of these problems are of a general nature and apply to all types of elements, regardless of the material used (e.g. problems in predicting demand due to uncertainties about the ground motion and the overall response of the structure). There are other problems, inherent to the type of member and associated with the peculiar sensitivity of reinforced concrete construction to all those aspects which affect structural behavior - design, construction, maintenance, modification, and repair - which should be considered in order to obtain efficient seismic resistant construction.

Problems of a general nature have been discussed in section two. The seismic behavior of any element of a structure depends upon the interaction of the ground motion and the structure; there are many uncertainties in predicting both ground motion and structural response. All these uncertainties must be considered in order to judge the reliability of experimental results and to assess the implications of these results for design and construction of seismic resistant structures. To characterize these uncertainties properly, data from field and laboratory studies must be collected and statistically reviewed. Then studies may be carried out on the probability of failure of R/C elements.

Section two emphasizes the importance of loading history in the behavior of elements. The importance of properly selecting a structural layout and choosing the material to be used is also discussed.

The requirements for suitable seismic resistant structural materials are discussed. The relatively low value of strength per unit weight of normal weight concrete suggests the desirability of using lightweight concrete. The use of precast, partially prestressed lightweight aggregate concrete elements has tremendous potential in seismic resistant construction. However, the technology of lightweight aggregate; the problems of determining the optimum degree of prestressing; and the problems of connections of prefabricated elements, have not yet been resolved. Thus the most suitable R/C material for earthquake resistant design is still cast-in-place, ordinarily reinforced, normal weight concrete.

Section two also discusses the importance of studying the seismic behavior of basic structural components and their subassemblages, rather than the response of a whole structure.

A review of the inherent problems of linear reinforced concrete members and their connections shows that no general theory has been formulated to accurately predict the real seismic behavior (stiffness, strength, deformation, and energy dissipation capacities and their variation with load) of such structural components. It is doubtful that such a theory will ever be developed. However, there have been significant accomplishments in the understanding of such behavior, particularly of R/C elements that are used in plane moment-resisting frames subjected to unidirectional (1D) loading conditions in the plane. For these elements not only have the problems been determined, but the different sources of the problems

have also been identified. The author considers these advances of paramount importance and would like to emphasize the need to present these advances to the profession. The author considers this to be more important than developing simple empirical rules for the design of standard elements. If the designer knows what the problems and their sources are, he has two possibilities for coping with them. First, he can try to avoid them. Since he knows the sources of the problems, if he cannot avoid them, he can try to minimize them by proper design, particularly proportioning and detailing. Two typical examples follow:

Most failures of R/C linear elements are caused by the development of high shear in flexural critical regions. The designer can avoid such problems by proper selection of structural form, selecting relatively slender members and/or using a low percentage of steel reinforcement of low yielding strength and strain hardening characteristics. Since such failures are due to sliding shear, designers can avoid or sufficiently delay the failure of such members by proper use and detailing of special web reinforcement in the flexural critical regions.

Another problem that has been observed in seismic behavior is the degradation in stiffness and strength of beam-column subassemblages with repeated cycles of deformation reversals. This problem occurs at the beam-column joints; its sources have been identified as high shear and/or high bond stress through the joint. The designer can avoid this problem by selecting wider columns, and beams with a low percentage of steel with low yielding strength and strain hardening characteristics. Or he can avoid the formation of beam plastic regions at the faces of the columns. If this cannot be done, proper detailing of the reinforcement of the beam, column, and joint can minimize the detrimental consequences of stiffness and strength degradation.

Following, with the presentation of the conclusions, there is a summary of advances in the design and understanding of seismic behavior of normal weight R/C elements and their cast-in-place subassemblages under 1D loading conditions. There has been very little research for 2D or 3D loading. However, some parameters influencing the seismic behavior of frame subassemblages under two dimensional-lateral motions have been identified.

There have been some significant advances in understanding behavior of lightweight concrete. Some of the peculiarities of this type of concrete have been identified by comparing its behavior with the behavior of similar normal weight concrete. These peculiarities include: a lower gain in strength and ductility with confinement (particularly with high strength [e.g. greater than 4,000 psi]); lower bond; and lower shear transfer. More comprehensive studies are needed of the mechanical characteristics of this type of concrete and its interaction with reinforcing steel under seismic conditions.

The amount of research in the area of prestressed and precast linear concrete elements has been small. However, there have been some advances in the proper use of prestressing, particularly for improving behavior of beam-column joints and columns in tall buildings. The main problem for precast construction is connection. Although many types of connections have been suggested, and some used, there is no available information about their behavior under seismic loading.

8.2 Conclusions

The following conclusions emphasize findings which have helped to advance the design and construction of normal weight R/C elements and their cast-in-place subassemblages subjected to 1D loading conditions. General observations

applying to all members are presented first. Then observations for beams, columns and their connections are presented separately.

Reliable methods are lacking to predict demands, particularly deformation and energy dissipation demands, that can be expected during a structure's response to extreme earthquake shaking. Therefore, it is highly desirable to design R/C elements and their subassemblages so that they will be capable of dissipating the largest possible amount of energy through stable hysteretic behavior. Special attention should be paid to proportioning and detailing. The following recommendations are designed to achieve such stable, tough behavior.

8.2.1 Beams. Most of the following observations apply to the design of the potential beam critical regions.

(1) It is essential to provide sufficient shear capacity in potential critical (plastic hinge) regions to develop the required flexural deformation and energy dissipation capacities.

(2) Lower tension steel contents, ρ , are recommended than those presently allowed by R/C codes.

(3) It is recommended that beams be designed so that, at their connection with columns, they have a larger positive moment capacity than presently required by seismic codes ($\rho'/\rho \geq 0.75$ has been recommended).

(4) The location of splicing of main reinforcing bars should be carefully established. As much as economically feasible, curtailing of the main bars should be avoided.

(5) The effectiveness of different arrangements of transverse steel in confining concrete has been studied and constitutive laws for such confined concrete have been formulated.

(6) Present seismic code requirements for beam confinement are not adequate when large ductility is demanded.

(7) To prevent premature buckling of main reinforcing bars, each of these bars should be supported laterally by a corner of a tie and tie spacing should not exceed six bar diameters.

(8) The use of beams where the nominal unit shear stress, v_{\max} , can exceed $6\sqrt{f'_c}$ (psi) ($0.5\sqrt{f'_c}$ (MPa)) should be avoided.

(9) Present code requirements result in satisfactory hysteretic behavior when v_{\max} is $\leq 3\sqrt{f'_c}$ (psi) ($0.25\sqrt{f'_c}$ (MPa)).

(10) When v_{\max} is in the range of $3\sqrt{f'_c}$ (psi) to $6\sqrt{f'_c}$ (psi) ($0.25\sqrt{f'_c}$ (MPa) to $0.5\sqrt{f'_c}$ (MPa)), it is necessary to use special web reinforcement. Although the use of intermediate longitudinal bars improves hysteretic behavior, the addition of diagonal reinforcement seems to be more effective in controlling sliding shear at critical regions.

(11) Conventional seismic resistant design is inadequate for coupling beams, of coupled shear wall systems, which have V_{ud}/M_u ratios of one or less. The energy dissipation capacity (ductility and useful stable strength) can be improved by placing the main reinforcement diagonally in the beams.

8.2.2 Columns. These elements are still the most susceptible to failure in destructive earthquakes, particularly when subjected to high axial and shear forces. This is because of the sensitivity of shear stress to variations in the values of many of the factors affecting such column stress.

(1) Short columns designed and constructed according to present U.S. seismic codes can dissipate moderate amounts of energy through inelastic deformations. This can be adequate for ductile moment-resisting frames which are properly designed, constructed, and maintained and in which the short columns are not subjected to significant fluctuations of axial force.

(2) In the case of large flexural ductility demands, the contribution of concrete to shear resistance should be ignored.

(3) Circular spiral is the most effective transverse reinforcement to confine concrete and prevent the main reinforcing bars from buckling.

(4) New types of column reinforcement have been developed in Japan. A combination of spiral and square hoops resulted in excellent hysteretic behavior.

(5) Because joint core behavior can lead to some damage of the concrete cover of the column, the column strength computation should be based on the strength of the core area only.

8.2.3 Beam-Column Joints. Design criteria have been formulated for this type of joint. The criteria for the strength of the joint is that the beam-column joint should be the strongest and stiffest component of a basic moment-resisting frame subassembly. While this usually has been so in the past, it might not be so in future structures, because while more stringent requirements for seismic design of beams and columns have recently been included in codes, no changes have been introduced for the design of joints. Research results have indicated that:

(1) The effectiveness of concrete to resist shear should only be considered when there is a compressive load on the column which exceeds $0.1f'_c A_g$.

(2) Vertical shear reinforcement should be provided to help transfer vertical shear force to complete the truss mechanism at the joint core. Vertical column bars should be used around the perimeter of the column section with spacing not exceeding six in. (150 mm).

(3) For exterior beam-column joints, if plastic hinging occurs in the beam at the column face it is recommended that the diameter of the longitudinal column bars should not exceed 1/25th or 1/20th of the beam depth (for 55 and 40 grade steel, respectively).

(4) For interior beam column joints, if plastic hinging occurs in the beams at the column face it is recommended that the maximum diameter of the longitudinal beam reinforcing bars should not exceed 1/35th or 1/25th of the column depth (for 55 and 40 grade steel, respectively). The diameter of longitudinal column bars are limited as for exterior joints.

(5) If plastic hinging occurs in the beam at the column face, in determining the anchorage length of beam steel it is necessary to distinguish between the effectiveness of the bond offered by unconfined concrete in the column cover (which is small and should be neglected) and that offered by the confined concrete core. In exterior joints, the anchorage should be considered to begin within the joint core at a distance of either one-half the column

depth or ten bar diameters, whichever is closer to the column face where the steel enters.

(6) Performance of exterior joints can be improved by using a beam stub at the far column face where the longitudinal beam bars can be anchored.

(7) Significant bond deterioration occurs at the joint core from load reversals cyclically applied to the beam bars. This results in beam fixed-end rotations, particularly when the stress applied to the beam bars entering the columns equals or exceeds yield.

(8) To avoid detrimental beam fixed-end rotations, beam hinges adjacent to column faces should be eliminated. Practical techniques to accomplish this have been suggested, tested, and proven to be satisfactory.

8.2.4 2D and 3D Loadings. The following observations are of a tentative nature, because of insufficient data.

(1) 2D column displacement ductility demands about twice as large as 1D ductilities are typical at a 1D displacement ductility of about five or more.

(2) To avoid difficulties under 2D it is recommended that frames be designed so that column displacement ductility demands under 1D are restricted to two.

(3) While compressive axial loads have little influence on column behavior under 2D loading, tensile axial loads substantially reduce the stiffness and shear capacity at low loads.

(4) Theoretically, for a symmetrical two-way frame, joint design for biaxial shear leads to approximately twice the shear required for uniaxial shear design. Because this can create serious practical problems, it is suggested that beam hinges adjacent to column face be eliminated.

8.2.5 Use of Lightweight Aggregate Concrete. Because of the relatively meager data available, the following observations are of a preliminary nature.

(1) The effectiveness of the confinement, bond and shear transfer of lightweight aggregate concrete is inferior to that of normal weight aggregate concrete of similar strength. The higher the strength of the concrete the larger the difference in confinement effectiveness. Furthermore, lightweight aggregate concrete has higher creep. Therefore caution should be used in applying equations or seismic code provisions derived for normal weight aggregate to lightweight aggregate concrete, particularly in designing columns.

(2) Under cyclic loading, the energy dissipated by beam-column subassemblages cast of lightweight aggregate concrete is significantly smaller than that of similar normal weight concrete subassemblages.

(3) The compressive strength of lightweight aggregate concrete used in seismic resistance construction should be limited according to the mechanical characteristics of the aggregate.

8.2.6 Use of Prestressed and Precast Techniques. In addition to the problems common to any kind of reinforced concrete elements, the main findings of the reviewed research are:

(1) Prestressed beams show marked elastic recoveries even after considerable inelastic deformations, leading to pinching of the hysteretic loops.

(2) Energy dissipation of prestressed concrete elements can be increased, and degradation of stiffness decreased, by the proper addition of bonded compression and transverse (confinement) reinforcements.

(3) Although high seismic loading rates of prestressed elements can result in strength increases of four to seven percent, and ductility increases of 10 to 15 percent, it is recommended that design computations can be based on static loading strengths only.

(4) The use of a reasonable level of prestressing through a central tendon improves hysteretic behavior of joint.

(5) The use of prestressing can improve behavior of ordinarily reinforced concrete exterior columns in tall slender buildings by decreasing the possibility of cracking due to tensile forces originated by overturning moments.

(6) Use of prestressing can improve the behavior of connections between linear elements.

(7) The use of prestressed and precast lightweight concrete structural elements has great potential for seismic resistant construction.

8.3 Recommendations for Future Research and Developments.

Among the different recommendations formulated in this report the following deserve special mention:

(1) Perform integrated analytical and experimental research on the three dimensional behavior of actual structures under realistic seismic loading conditions to determine the demands on different structural components. In order to carry out more realistic experiments than has been done up to date it is important to determine the expected loading or deformation histories that the structural elements will undergo. Seismic performance of R/C structures is very sensitive, not only to how the structures have been designed and detailed, but also to how they are constructed, and to the modifications, maintenance, and repair which they can undergo before an earthquake strikes. All these aspects must be considered in establishing design criteria.

(2) Improve quality control of the R/C materials. Statistical data regarding mechanical characteristics of the material from existing structures should be collected and studied.

(3) Perform experiments to improve prediction of the interface shear transfer in plastic hinge regions of beams and columns subjected to generalized loadings.

(4) Perform experiments under seismic loading conditions, on the contribution of the floor slab to: development of beam flexural capacity; behavior of the beam-column joint; and overall strength, stiffness, deformation, and energy dissipation capacity of basic frame subassemblages.

(5) Perform experiments to study the behavior of columns and beam-column joints subjected to two and three-dimensional loadings. Emphasis should be

placed on the effects of high shears and the fluctuation from high compressive to high tension axial forces.

(6) Conduct statistical studies of the variation of v_{\max}^R / v_u^C in elements of existing buildings.

(7) Perform experimental studies of behavior of lapped and mechanical splices under high intensity load reversals and at different loading (strain) rates.

(8) Perform experiments to study behavior of construction joints in beams and columns.

(9) Perform experimental studies to establish reliable bond-slippage constitutive law for the beam's reinforcing bars along the confined concrete of beam-column joints.

(10) Conduct analytical studies of how the fixed-end rotations at the beam ends of column faces affects seismic response of framed structures.

(11) Conduct integrated experimental and analytical studies on the seismic behavior of reinforced lightweight aggregate concrete elements, with emphasis on: the effectiveness of confinement, bond, and shear transfer of such concrete; the higher rate of creep for lightweight than for similar normal weight; and how that higher creep can effect the seismic performance of framed structures.

(12) Conduct coordinated analytical and experimental studies to define: the degree of stiffness; damping; abruptness of failure; and hysteretic behavior of prestressed concrete subassemblages. These subassemblages should contain combinations of prestressed tendons and deformed bar reinforcements similar to those likely to be found in practice.

(13) Make generic studies of hysteretic behavior of different types of connections between precast elements. These studies should cover non-tensioned and post-tensioned connections subjected to loading intensities and histories similar to those which would exist during extreme earthquakes. These studies should examine precast elements of various types (particularly lightweight prestressed) and various cross sections.

(14) Conduct research programs which examine the applicability of reduced ductility and strength requirements for areas other than those of highest seismicity.

It is hoped that this report can serve as a basis for spirited discussions at the Symposium, and that these discussions will contribute toward the solution of the many problems and questions that have been raised here. Because of the complex nature of these problems, international collaboration is needed between practitioners, educators, researchers, and representatives from industry and government agencies in the field of earthquake resistant construction.

ACKNOWLEDGEMENTS

Appreciation is expressed to the National Science Foundation, whose financial support through Grant Nos. ENV76-01419 and ENV76-01923, made the preparation of this report possible. Stimulating discussions in this area with Professors Bresler, Mahin, and Popov are gratefully acknowledged. Thanks also are due to J. Axley, Research Engineer, for his constructive criticism of the manuscript. The author would also like to acknowledge the editorial assistance of M.C. Randall, and the assistance of D. Ullman and F. Jackson.

References

1. Sharpe, R.L., "Evolution of Codes and Standards for Earthquake-Resistant Concrete Building Construction," Proceedings, Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction, University of California, Berkeley, July 11-15, 1977, Vol. II, pp. 371-407.
2. International Association for Earthquake Engineering, Proceedings, First World Conference on Earthquake Engineering, Berkeley, California, 1956.
3. "Recommended Lateral Force Requirements," Seismology Committee, Structural Engineers Association of California, San Francisco, California, 1959.
4. Blume, J.A., Newmark, N.M., and Corning, L.H., "Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions," Portland Cement Association, Chicago, Illinois, 1961.
5. National Academy of Sciences, "The Great Alaska Earthquake of 1964," Washington D.C., 1973.
6. U.S. Department of Commerce, "San Fernando, California, Earthquake of February 9, 1971," Washington, D.C., 1973.
7. International Association for Earthquake Engineering, Proceedings, Second World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo Japan, 1960, 3 vols., 2229 pp.
8. International Association for Earthquake Engineering, Proceedings, Third World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, 1965, 3 vols., 2482 pp.
9. International Association for Earthquake Engineering, Proceedings, Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, 1969, 4 vols., 2462 pp.
10. International Association for Earthquake Engineering, Proceedings, Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Italy, 1973, 2 vols. 3013 pp.
11. International Association for Earthquake Engineering, Proceedings, Sixth World Conference on Earthquake Engineering, New Dehli, India, 1977, 3 vols. 3389 pp.
12. Building Code for the Federal District, Safety and Serviceability Requirements for Structures, Mexico, 1976. (In Spanish).
13. Rosenblueth, E., "Seismic Design Requirements in a Mexican 1976 Code," Proceedings, Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction, University of California, Berkeley, July, 11-15, 1977, Vol. II, pp. 216-223.

14. NZS 4203: 1976, New Zealand Standard, Code of Practice for General Structural Design and Design Loadings for Buildings, Standard Association of New Zealand, 80 pp.
15. "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings," Prepared by Applied Technology Council, National Bureau of Standards, Special Publication 510, Washington, June, 1978.
16. Bertero, V.V., "Experimental Studies Concerning Reinforced Concrete, Prestressed and Partially Prestressed Concrete Structures and their Elements," Introductory Report of the Symposium on Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads," International Association for Bridge and Structural Engineering, Lisboa, 1973.
17. Bertero, V.V., Organizer, Proceedings, Workshop on Earthquake Resistant Reinforced Concrete Building Construction, University of California, Berkeley, July 11-15, 1977, 3 vols., 1941 pp.
8. Bresler, B., "Behavior of Structural Elements, a Review," Building Practices for Disaster Mitigation, National Bureau of Standards Building Science Series 46, Washington, D.C., 1973.
9. Bertero, V.V. and Bresler, B., "Failure Criteria (Limit States)," Panel discussion paper, 6WCEE, New Dehli, India, January 1977; also, Earthquake Engineering Research Center Report No. UCB/EERC-77/06, University of California, Berkeley, 1977.
0. Bertero, V.V., "Seismic Performance of Reinforced Concrete Structures," Argentina Academy of Science, November, 1978.
1. Bertero, V.V., "State-of-the-Art in Establishing Design Earthquakes," Proceedings, Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction, University of California, Berkeley, July 11-15, 1977, Vol. II, pp. 315-343.
2. Bertero, V.V., "Strength and Deformation Capacities of Buildings Under Extreme Environments," Structural Engineering and Structural Mechanics, Proceedings of the Popov Symposium, Prencice Hall (In Press).
3. Bresler, B., and Bertero, V.V., "Olive View Medical Materials Studies, Phase I," Report No. EERC 73-19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1973.
4. Kubota, T., and Sozen, M.A., "A Study of Methods Used in Japan and the U.S.A. for Design of Web Reinforcement in Reinforced Concrete," A report to the National Science Foundation, Civil Engineering Studies Structural Research Series No. 452, University of Illinois, Urbana, Illinois, August, 1978.
5. Park, R., "Accomplishments and Research and Development Needs in New Zealand," Proceedings, Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction, University of California, July 11-15, 1977, Vol. II, pp. 255-295.

26. Bertero, V.V., "Identification of Research Needs for Improving Aseismic Design of Building Structures," Report No. EERC 75-27, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1975.
27. Higashi, Y., Ohkubo, M., and Ohtsuka, M., "Influence of Loading Excursions on Restoring Force Characteristics and Failure Modes of Reinforced Concrete Columns," Proceedings, Sixth World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, January, 1977, Vol. III, pp. 3127-3132.
28. Jirsa, J.O., "Behavior of Elements and Subassemblages--R.C. Frames," Proceedings, Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction, University of California, Berkeley, July 11-15, 1977, Vol. III, pp. 1196-1214.
29. Bertero, V.V., Popov, E.P., Forzani, B., "Seismic Behavior of Lightweight Concrete Beam-Column Subassemblages," Submitted for Publication to ACI Journal, 1979.
30. Dowrick, D.J., Earthquake Resistant Design, John Willey and Sons, 1977.
31. Esteva, L., "Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings in Mexico: Research Needs and Practical Problems," Proceedings, Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction, University of California, Berkeley, July 11-15, 1977, Vol. II, pp. 234-253.
32. Borges, J.F., "A European View on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction," Proceedings, Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction, University of California, Berkeley, July 11-15, 1977, Vol. II, pp. 168-184.
33. Zagajeski, S.W. and Bertero, V.V., "Computer-Aided Optimum Seismic Design of Ductile Reinforced Concrete Moment-Resisting Frames," Report No. UCB/EERC-77/16, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, December, 1977.
34. Mahin, S.A., Bertero, V.V., "An Evaluation of Some Methods for Predicting Seismic Behavior of Reinforced Concrete Buildings," Report No. EERC 75-5, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, February, 1977; also, Mahin, S.A. and Bertero, V.V., "Nonlinear Seismic Response of a Coupled Wall System," Journal of the Structural Div., ASCE, Vol. 102, ST9, pp. 1759-1780, September, 1976.
35. "ACI Standard Building Code Requirements for Reinforced Concrete," (ACI 318-71) and (ACI 318-77), American Concrete Institute, Detroit, Michigan.
36. International Conference of Building Officials, "Uniform Building Code," 1973 and 1976 Editions, Washington, D.C., and Whittier, California.
37. Jirsa, J.O., "Factors Influencing the Hinging Behavior of Reinforced Concrete Members under Cyclic Overloads," Proceedings, Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Italy, 1973, Vol. I, pp. 1198-1204.

38. Bertero, V.V. and Popov, E.P., "Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Flexural Members with Special Web Reinforcement," Report No. EERC 74-9, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1974.
39. Bertero, V.V. and Popov, E.P., "Hysteretic Behavior of Ductile Moment-Resisting Reinforced Concrete Frame Components," Report No. EERC 75-16, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1975.
40. Ma, S.Y., Bertero, V.V., and Popov, E.P., "Experimental and Analytical Studies on the Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Rectangular and T-Beams," Report No. EERC 76-2, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1976.
41. Bertero, V.V. and Popov, E.P., "Seismic Behavior of Ductile Moment-Resisting Reinforced Concrete Frames," Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones, Publication SP-53, American Concrete Institute, Detroit, 1977.
42. Popov, E.P., Bertero, V.V., Galunic, B., and Lantaff, G., "On Seismic Design of R/C Interior Joints of Frames," Proceedings, Sixth World Conference on Earthquake Engineering, New-Dehli, India, January, 1977, Vol. II, pp. 1933-1938.
43. Scribner, C.F., and Wight, J.K., "Delaying Shear Strength Decay in Reinforced Concrete Flexural Members under Large Load Reversals," Report UMEE 78R2, Department of Civil Engineering, The University of Michigan, May, 1978.
44. Park, R., "Constitutive Relations of Steel: Effects on Hysteretic Behavior of Structural Concrete Members and on Strength Considerations in Seismic Design," Proceedings, Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction, University of Berkeley, July 11-15, 1977, Vol. II, pp. 683-695.
45. Menegotto, M., and Pinto, P.E., "Methods of Analysis for Cyclically Loaded R/C Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending," Preliminary Report, IASBE Symposium, Vol. 13, Lisboa, Portugal, 1973, pp. 15-22.
46. Mahin, S., Bertero, V.V., Rea, D., and M. Atalay, "Rate of Loading Effects on Uncracked and Repaired Reinforced Concrete Members," Report No. EERC 72-9, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1972.
47. Paulay, T., "Capacity Design of Reinforced Concrete Ductile Frame," Proceedings, Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction, University of California, Berkeley, July 11-15, 1977, Vol. III, pp. 1043-1075.
48. Smith, I.C., and Sidwell, G.K., "Beam Flexure and Hinge Zone Detailing in Reinforced Concrete Ductile Frames Requiring Beam Sway Mechanisms," June, 1977, Vol. 10, No. 2, pp. 72-79.

49. Park, R. and Paulay, T., Reinforced Concrete Structures, John Wiley and Sons, 1975.
50. Anderson, J.C., "Double Reinforcement for Seismic Resistance," Presented at ACI Convention, Houston, Texas, November 1978. To be Published in a special ACI Publication.
51. Strand, D.R., "Design of Reinforced Concrete Moment-Resisting Frames," Proceedings, Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction, University of California, Berkeley, July 11-15, 1977, Vol. III, pp. 1023-1041.
52. Bertero, V.V. and Zagajeski, S.W., "Computer-Aided Seismic Resistant Design of R/C Multistory Frames," Proceedings, Sixth European Conference on Earthquake Engineering Research Center, University of California, Dubrovnik, Yugoslavia, September, 1978, Vol. II, pp. 289-296.
53. Zagajeski, S.W., and Bertero, V.V., "Computer-Aided Optimum Design of Ductile R/C Moment-Resisting Frames," Proceedings, Workshop on Earthquake Resistant Reinforced Concrete Building Construction, University of California, Berkeley, July 11-15, 1977, Vol. III, pp. 1140-1174.
54. Zagajeski, S.W., and Bertero, V.V., "Application of Optimization Technique in Seismic-Resistant Design of R/C Multistory Frames," Preprint 3142, "Application of Optimization in Structural Design," ASCE Spring Convention at Pittsburgh, Pa., April, 1978, pp. 134-157.
55. Bertero, V.V. and Vallenias, J., "Confined Concrete: Research and Development Needs," Proceedings, Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction, University of California, Berkeley, July 11-15, 1977, Vol. II, pp.594-610.
56. Kaar, P.H., et al., "Confined Concrete in Compression Zones of Structural Wall Designed to Resist Lateral Loads Due to Earthquakes," Proceedings, International Symposium on Earthquake Structural Engineering, St. Louis, August, 1976, Vol. II, pp. 1207-1218.
57. Vallenias, J., Bertero, V.V., and E.P.Popov, "Concrete Confined by Rectangular Hoops and Subjected to Axial Loads," Report No. UCB/EERC-77/13, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1977.
58. Sheik, Sharmin A., "Effectiveness of Rectangular Ties as Confinement Steel in Reinforced Concrete Columns," Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, June, 1978, 256 pp.
59. Bertero, V.V., and Collins, R.G., "Investigation of the Failures of the Olive View Stair Towers during the San Fernando Earthquake and their Implications on Seismic Design," Report No. EERC 73-26, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1973.
60. Gosain, N.K., Brown, R.H., and Jirsa, J.O., "Shear Requirements for Load Reversals on R.C. Members," Journal of the Structural Division, ASCE July, 1977, pp. 1461-1476.

61. Higashi, Y., and Hirosawa, M., "Experimental Research on Ductility of Reinforced Concrete Short Columns under Cyclic Lateral Load," Preliminary Report for International Association of Bridge and Structural Engineers, Symposium on Design and Safety of Reinforced Concrete Compression Members, Quebec, 1974.
62. Popov, E.P., Bertero, V.V., and Krawinkler, H., "Cyclic Behavior of Three Reinforced Concrete Flexural Members with High Shear," Report No. EERC 72-5, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1972.
63. Orudjev, F.M., et al., "The Influence of Non-Elastic Properties of the R/C on the Performance of the Frame Constructions under Seismic Loads," Proceedings, Sixth European Conference on Earthquake Engineering, Dubrovnik, Yugoslavia, September, 1978, Vol. II, pp. 305-310.
64. Brown, R.H., Jirsa, J.O., "Reinforced Concrete Beams under Load Reversals," Structural Research at Rice, Report No. 7, Rice University, Houston, Texas, October, 1970; also ACI Journal, Proceedings, Vol. 68, No. 5, May, 1971, pp. 380-390.
65. Krawinkler, H., and Popov, E.P., "Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Rectangular and T-Beams," Proceedings, Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Paper 28, June, 1973, Rome, Italy, Vol. I, pp. 249-258.
66. Kano, Y., et al, "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams Under Many Cyclic Alternate Loading," Research Report of A.I.J., August, 1969.
67. Paulay, T., "Simulated Seismic Loading of Spandrel Beams," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 97, No. ST9, Proceedings Paper 3865, September, 1971, pp. 2407-2419.
68. Bertero, V.V., Popov, E.P., "Hysteretic Behavior of R/C Flexural Members with Special Web Reinforcement," Proceedings, The U.S. National Conference on Earthquake Engineering, June, 1975, Ann Arbor, Michigan, pp. 316-326.
69. Ma, S.M., Popov, E.P., and Bertero, V.V., "Cyclic Shear Behavior of R/C Plastic Hinges," Proceedings, ASCE/EMD Specialty Conference on Dynamic Response of Structures, University of California, Los Angeles, Marcy, 1976, pp. 352-362.
70. Wakabayashi, M., "Special Problems," IABSE Symposium on the Design and Safety of Compression Members, Quebec, 1974.
71. Anicic, D., and Zamolo, M., "Stiffness Deterioration of Cyclic Loaded R/C Structural Elements," Proceedings, Fifth European Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey, September, 1975, Vol. II, Paper No. 113.
72. Gergeley, P., "Experimental and Analytical Investigations of Reinforced Concrete Frames Subjected to Earthquake Loading," Proceedings, Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction, University of California, Berkeley, July 11-15, 1977, Vol. III, pp. 1175-1195.

**AVANCES EN EL DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS DE
CONCRETO REFORZADO**
**Procedimiento de Diseño por Resistencia Última en Estructuras de
Concreto Reforzado**
(Instituto de Arquitectos de Japón)

Oscar López Bátiz*

INTRODUCCION.

Como principio básico del diseño antisísmico de estructuras arquitectónicas en Japón, se plantea la formación de un mecanismo de falla o mecanismo de fluencia, como el formado por aparición de articulaciones plásticas en vigas, o el mecanismo de columna fuerte - viga débil. La aparición de articulaciones plásticas en columnas se contempla únicamente en la parte inferior de las columnas del primer nivel y en la parte superior de las del último nivel. El mecanismo de articulaciones plásticas en vigas se plantea con el objeto de incrementar la capacidad de disipación de energía en la estructura, así como lograr una distribución uniforme de dicha disipación.

El criterio básico de diseño antisísmico se resume en la Tabla-1. Este consta de dos fases, que esencialmente corresponden a los dos niveles mostrados en la tabla. La primera fase de diseño tiene por objeto proteger las "partes débiles" de la estructura, esto es, procura eliminar la formación de articulaciones plásticas (propias del mecanismo propuesto) ante un sismo correspondiente al nivel 1. La segunda parte del procedimiento de diseño, tiene por objeto asegurar la formación del mecanismo de fluencia planteado ante un sismo correspondiente al nivel 2. La carga de falla o fluencia, asociada con la formación del mecanismo, se calcula en forma similar a la definición de capacidad por carga última estructural definida en el reglamento de construcciones arquitectónicas Japonés. A continuación se presenta un resumen a grandes rasgos del criterio de diseño correspondiente al nivel 2 de la Tabla-1.

Tabla-1 Criterios de diseño antisísmico [1]

Nivel de riesgo sísmico	Nivel 1	Nivel 2
Probabilidad de ocurrencia	uno en la vida útil	máximo posible
Máximas velocidades de terreno	25 cm/s	50 cm/s
Fuerzas en los elementos	Agrietamiento en el concreto sin fluencia en el acero	Fluencia en el acero sin falla total de la estructura
Ductilidad por piso	menor que 1	menor que 2
Ductilidad en elementos	menor que 1	menor que 2
Angulo de deformación de piso	menor que 1/200	menor que 1/100

1. ESTRUCTURACION.

1.1 Conceptos base para la estructuración.

Definición del mecanismo de fluencia, con el propósito de que se genere el mismo al alcanzar la estructura su resistencia de diseño (la carga de falla o fluencia). Definición de las características de los elementos estructurales, con objeto de verificar que los elementos en los que se proyecta la aparición de articulaciones plásticas tengan la resistencia y capacidad de deformación adecuadas. Asimismo, que

* Investigador. Coordinación de Investigación, Centro Nacional de Prevención de Desastres. México.

aquellos elementos en los que no se proyecta la aparición de articulaciones plásticas, tengan la resistencia adecuada. Definición de las características en plano y elevación de la estructura. Para evitar posibles comportamientos no deseados en la estructura, se verifica la uniformidad en la distribución de rigideces, resistencias y ductilidades entre otros aspectos.

1.2 Estructuras a base de marcos momento-resistentes.

El mecanismo de fluencia y la ubicación de las articulaciones plásticas se proyecta para que las articulaciones plásticas se formen en los extremos de las vigas de todos los niveles y en la parte inferior de las columnas del primer nivel, formando un "mecanismo de fluencia por vigas" (Fig.1).

Excepción en los mecanismos de fluencia y en la ubicación de las articulaciones plásticas. Respecto al mecanismo planteado, se permiten la aparición de articulaciones plásticas como se indica:

- a) La parte superior de las columnas del último nivel.
- b) Columnas exteriores cuya carga axial decremente ante la incidencia de fuerzas sísmicas.
- c) Columnas interiores que no intervengan en la transferencia de fuerza sísmica incidente.

1.3 Estructuras con muros estructurales.

Básicamente en una estructura con muros estructurales se busca la simetría en su posición, la regularidad y uniformidad en el plano del mismo, y la continuidad del muro desde la cimentación en toda la altura de la estructura.

En caso de emplear muros estructurales con aperturas en el plano, el efecto de estas en la rigidez y resistencia del mismo deberá ser considerado.

Respecto a la ubicación de articulaciones plásticas por flexión en muros estructurales, se proyecta su formación en la parte inferior del muro en el primer nivel (Fig.2). Sin embargo, también se permite el giro del muro y la aparición de articulación plástica en la trabe de cimentación (Fig.3).

La parte de la estructura a base de marcos momento-resistentes, sigue el mismo criterio presentado en la sección 1.2. Sin embargo, si se garantiza que el muro estructural cuenta con una resistencia adecuada, se permitirá la formación de articulaciones plásticas en las columnas.

1.4 Estructura de cimentación.

Como regla general en la trabe de cimentación no se proyectará la formación de articulación plástica. Sin embargo, cuando se define un mecanismo de fluencia que presente giro en la base de un muro estructural (Fig.3), la trabe de cimentación requerirá ser diseñada para presentar articulación plástica en la vecindad al muro.

Respecto a la losa de cimentación y a los pilotes o pilas, no se permitirá la formación de articulaciones plásticas en los mismos. Las estructuras de sótanos deberán revisarse a ser suficientemente rígidas, y no se permitirá la formación de articulaciones plásticas en ningún elemento estructural de los mismos.

1.5 Elementos no estructurales.

Las juntas entre la estructura y los elementos no estructurales deberá hacerse de tal manera que el comportamiento de estos no afecte a la formación del mecanismo de fluencia definido. Deberán diseñarse para evitar falla o caída de los mismos ante sismos de mediana intensidad.

2. METODO DE DISEÑO.

2.1 Procedimiento de diseño.

El diseño estructural tendrá por objeto asegurar que ante carga vertical y sismos de mediana intensidad la estructura tenga y mantenga la resistencia y funcionalidad adecuada, y ante sismos de gran intensidad asegurar que la estructura tenga la ductilidad o capacidad de deformación necesaria para desarrollar el mecanismo de fluencia ante la fuerza lateral incidente sin presentar la falla total.

El diseño ante carga vertical contempla la revisión de resistencia, deformación, desplomes, agrietamientos y posibilidad de problemas de vibración no deseada. El diseño ante carga lateral se lleva a cabo en dos partes, primero el diseño del mecanismo de fluencia, y segundo el diseño para el

aseguramiento de la formación del mecanismo de fluencia. Estos se resumen como sigue:

a) En el diseño del mecanismo de fluencia, se verificará que la estructura tenga la resistencia ante carga lateral adecuada, y que los elementos presenten ductilidades dentro de los límites requeridos. Para lo cual se hacen análisis elasto-plástico de la estructura considerando la resistencia esperada de los elementos estructurales.

b) Para asegurar la formación del mecanismo de fluencia ante un sismo de gran intensidad, se realiza un análisis elasto-plástico que muestre que, en elementos en los que no se proyectó la formación de articulaciones plásticas, no se presente falla o formación de articulaciones plásticas. Para llevar a cabo este tipo de análisis, se considera la resistencia esperada para los elementos en los que no se proyectó la formación de articulaciones plásticas, y se considera el límite superior de resistencia en aquellos elementos en los que se proyectó la formación de articulaciones plásticas para la conformación del mecanismo de fluencia. El significado de cada término se ve en la Fig.4.

2.2 Combinación de estados de carga.

Las cargas a considerar en diseño son cargas muertas, vivas, por acumulación de nieve, por viento y las debidas a sismo. Las condiciones de carga a considerar, así como los factores que afectan a cada una de ellas varían de acuerdo a la región y país. Sin embargo, el mayor número de combinaciones posibles debe considerarse en el diseño.

2.3 Diseño del mecanismo de fluencia.

Fuerzas sísmicas de diseño:

(a) El coeficiente de fuerza cortante basal de diseño se calcula de la siguiente manera

$$C_1 = Z R_t C_B \quad (1)$$

donde, C_1 : coeficiente de fuerza cortante basal; Z : coeficiente sísmico zonal; R_t : factor por características dinámicas de la estructura; C_B coeficiente de cortante basal estándar. El coeficiente de cortante basal estándar se considera igual o mayor a 0.25 para estructuras a base de marcos momento-resistentes, y se considera igual o mayor a 0.30 para estructuras a base de muros estructurales.

(b) Para calcular las fuerzas sísmicas de diseño, se parte de la hipótesis de que el comportamiento de los ejes principales ortogonales de la estructura es independiente. La fuerza sísmica horizontal a aplicarse en cada nivel se puede calcular como se indica (salvo investigación específica)

$$\begin{aligned} F_i &= P_i + P_t \quad (\text{para } i = n) \\ &= P_i \quad (\text{para } i \leq n - 1) \end{aligned} \quad (2)$$

donde, P_t : fuerza lateral concentrada en el último nivel, que se calcula con la expresión (3). Para estructuras con menos de 6 niveles $P_t = 0$.

$$P_t = \alpha T Q_1 \quad (3)$$

El valor de P_i se calcula como se indica

$$P_i = (Q_1 - P_t) W_i H_i / (\sum W_i H_i) \quad (4)$$

donde, F_i : Fuerza horizontal concentrada en la losa del nivel $(i + 1)$

Q_1 : Fuerza cortante de entrepiso para diseño del primer nivel, $Q_1 = C_1 \sum W_i$

α : Coeficiente de la carga concentrada en el último nivel, igual a 0.10

T : Período fundamental de la estructura (s), $T = 0.02 H_n$

H_i : Altura respecto al nivel de suelo de la losa del nivel $(i + 1)$

H_n : Altura de la estructura (m)

W_i : Suma de carga muerta y carga viva (para sismo) en el nivel $(i + 1)$

n : Número de niveles de la estructura (siendo 1 el nivel de suelo)

Análisis lineal.

El estado de esfuerzos a emplear para el diseño del mecanismo de fluencia se calcula considerando la rigidez de los elementos estructurales componentes y haciendo un análisis lineal de la estructura con las siguientes hipótesis:

- (a) Elementos en los que se proyecta la formación de articulaciones plásticas, la rigidez se considerará igual a la rigidez secante al punto de fluencia. Elementos en los que no se proyecta la formación de articulaciones plásticas, al calcular su rigidez se considerarán los efectos de agrietamiento por flexión.
- (b) En el caso de muros estructurales o elementos con relación claro/peralte pequeña, los efectos de deformación por cortante deberán ser considerados.
- (c) Las losas de cada nivel se considerarán como elementos rígidos.

Redistribución de esfuerzos.

Para definir el estado de esfuerzos a emplear en el diseño del mecanismo de fluencia, el estado de esfuerzos obtenido del análisis lineal puede ser redistribuido con las condiciones siguientes:

- (a) Posterior a la redistribución de esfuerzos, deberán satisfacerse las condiciones de equilibrio.
- (b) La variación del valor de los momentos por la redistribución respecto a los valores obtenidos por el análisis lineal, no será mayor que el 20% para estructuras a base de marcos y 25% para estructuras a base de muros.
- (c) La variación por la redistribución de la suma de momentos de entrepiso, no deberá ser mayor a 5% de la suma de momentos de entrepiso producto del análisis lineal en la estructura a base de marcos, y no mayor que 15% en estructuras a base de muros.

Límites de deformación.

La deformación angular de entrepiso de una estructura ante un análisis sísmico lineal deberá limitarse a ser menor que $1/200$ rad.

2.4 Diseño para aseguramiento de la formación del mecanismo de fluencia.

Estado de esfuerzos para diseño.

El estado de esfuerzos para asegurar la formación del mecanismo de fluencia se obtendrá empleando el límite superior de resistencia en los elementos que se proyecta la formación de articulación plástica. Se lleva a cabo un análisis pseudo-estático no-lineal, incrementando la fuerza lateral hasta la formación del mecanismo de fluencia. El estado de esfuerzos obtenido de este análisis se modificará considerando los siguientes efectos:

- (a) Efecto del comportamiento dinámico
- (b) Efecto de incidencia de fuerza sísmica en dos direcciones

Análisis no-lineal.

Tomando en cuenta las características de comportamiento elásto-plástico de los elementos estructurales, se realiza el análisis pseudo-estático no-lineal para determinar el estado de esfuerzos a la formación del mecanismo de fluencia. Adicionalmente, se considerarán las siguientes hipótesis:

- (a) La distribución de la fuerza sísmica lateral será en forma de triángulo invertido. Por medio de métodos paso a paso o de trabajo virtual, se resolverá la ecuación de equilibrio.
- (b) En el cálculo del límite superior de resistencia de los elementos donde se proyecta la formación de articulaciones plásticas, se empleará el acero de refuerzo propuesto en el prediseño.
- (c) Las losas de cada nivel se considerarán como elementos rígidos.
- (d) La rigidez no-lineal del elemento se calculará en base a la rigidez elástica y al refuerzo del mismo. Para materiales comúnmente empleados se puede emplear la ecuación propuesta por

Sugano-Aoyama[2]

$$\begin{aligned} K_y &= \alpha_y K_o \\ \alpha_y &= (0.043 + 1.64 \eta p_t + 0.043 a / D + 0.33 \eta_o) (d / D)^2 \\ \eta_o &= N / b D \sigma_B \end{aligned} \quad (5)$$

donde, K_y : rigidez secante al punto de fluencia por flexión del elemento; K_o : rigidez elástica del elemento; η : E_s/E_c , E_s y E_c son los módulos de Young del acero y concreto respectivamente; p_t : Porcentaje de acero de refuerzo en la sección; d : peralte efectivo del elemento; D : peralte total de la sección; a/D : Relación entre claro de cortante y peralte; N : fuerza axial de compresión en el elemento; σ_B : Resistencia a la compresión del concreto.

Amplificación de esfuerzos por efecto del comportamiento dinámico.

El coeficiente de incremento de momento y fuerza cortante por efecto del comportamiento dinámico en columnas y muros estructurales, a excepción de que se determine por medio de una investigación especial, se calcularán de la siguiente manera:

$$\omega_{ci} = 1.0 + (\Delta\omega_i / \phi_o) (\beta_{chi} / \beta_{ci}) \quad (6)$$

$$\omega_{wi} = 1.0 + (\Delta\omega_i / \phi_o) (\beta_{whi} / \beta_{wi}) \quad (7)$$

$\Delta\omega_i$ es el parámetro con que se considera el efecto de modos superiores en el nivel i , y se calcula

$$\begin{aligned} \Delta\omega_i &= 0.25 && (\text{para } i = 1) \\ &= 0.20 && (\text{para } 2 \leq i \leq n/2) \\ &= 0.20 + 0.10 (i - n/2) && (\text{para } i > n/2) \end{aligned} \quad (8)$$

donde, ω_{ci} , ω_{wi} : factores de amplificación de esfuerzos en columnas y/o muros del nivel i ; ϕ_o : factor de incremento de resistencia estructural por el límite superior de resistencia de los elementos ($=C_{10}/0.25$); C_{10} : Coeficiente de cortante basal al momento de formación del mecanismo de fluencia, al emplear el límite superior de resistencia en los elementos; β_{ci} , β_{wi} : porcentaje de fuerza cortante a resistir por efecto del modo fundamental en columnas y/o muros del nivel i ; β_{chi} , β_{whi} : porcentaje de fuerza cortante a resistir por efecto de modos superiores en columnas y/o muros del nivel i .

Amplificación por efecto de incidencia sísmica biaxial.

En el caso de columnas, el momento y/o el cortante de diseño se afectará por el factor de amplificación por comportamiento dinámico ω_{ci} , y este a su vez se afectará por el factor de seguridad ante efecto sísmico biaxial ψ_2 . El factor de seguridad ante efecto sísmico biaxial ψ_2 se tratará independientemente para cada eje de análisis, y por regla se considera igual a 0.10. La carga axial de diseño en columnas y muros se calculará considerando el 100% de los resultados del análisis plano en una dirección, adicionando el 50% de los resultados del análisis plano en la dirección ortogonal.

Deformación de seguridad estructural.

Los elementos estructurales en los que se proyecta la formación de articulaciones plásticas deberán diseñarse de modo que la capacidad de deformación plástica supere la deformación de seguridad estructural. La deformación de seguridad estructural de los elementos tiene relación directa con la deformación por seguridad estructural de la estructura en su conjunto, por lo tanto se obtendrá del análisis pseudo-estático no-lineal.

3. DISEÑO DE ELEMENTOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL.

3.1 Determinación de las secciones transversales.

Hipótesis básicas para la determinación de la resistencia última a flexión.

- + Las deformaciones en el concreto y el acero en cualquier punto de la sección transversal serán proporcionales a la distancia de dicho punto al eje neutro.
- + La relación esfuerzo-deformación del acero de refuerzo, tanto a tensión como a compresión, se considerará elástica para valores menores que los ilustrados en la Tabla-2. Para deformaciones mayores que las correspondientes a los esfuerzos ilustrados en la Tabla-2, el esfuerzo en el acero de refuerzo se tomará igual a la resistencia a la fluencia del material.
- + La relación esfuerzo-deformación del concreto se obtendrá empleando modelos adecuados (vrg. el modelo de Kent - Park [3], Fig.5)

3.2 Resistencia esperada a la flexión.

La resistencia esperada a la flexión se calculará en base a las hipótesis que se indican:

- (a) La deformación del concreto en la fibra exterior a compresión de la sección transversal se considerará como 0.003. Para la resistencia del acero de refuerzo se considerarán los valores mostrados en la Tabla.2

Tabla.2 Resistencia del acero de refuerzo

Tipo de acero de refuerzo	Resistencia del material	
	(a) Resistencia esperada	(b) Límite superior de resistencia
corrugado 3000	1.0 σ_y	1.30 σ_y
corrugado 3500	1.0 σ_y	1.25 σ_y
corrugado 4000	1.0 σ_y	1.25 σ_y
corrugado alta	1.0 σ_y	-----

σ_y : límite inferior de fluencia probado del acero de refuerzo

- (b) El acero de refuerzo de losa que tenga la longitud de anclaje requerida y se encuentre en el ancho efectivo a considerar de la losa, podrá tomarse como parte del acero a tensión en su caso.

- (c) Podrá considerarse el acero de refuerzo colocado en varias capas.

3.3 Límite superior de resistencia a flexión.

El límite superior de la resistencia a flexión se calculará en base a las siguientes hipótesis:

- (a) La deformación del concreto en la fibra exterior a compresión de la sección transversal se tomará como 0.003 (un ejemplo en vigas se ilustra en la Fig.6) El límite superior de resistencia del acero de refuerzo se considerará conforme se indica en la Tabla.2
- (b) Cuando se traten secciones T o L, el ancho efectivo correspondiente a los patines se tomará como dos veces el considerado para el cálculo de la resistencia esperada. Igualmente, el acero de refuerzo de losa o muro se considerará en el cálculo.
- (c) El acero de refuerzo colocado en capas, o bien cualquier refuerzo que contribuya a resistir esfuerzos por flexión, deberán considerarse en el cálculo.

3.4 Límite de la carga axial permisible en elementos con posible formación de articulación plástica.

En elementos en los que por diseño se proyecta la formación de articulación plástica en el mecanismo de fluencia, deberán satisfacerse los siguientes límites requeridos para la carga axial:

- (a) La carga axial en columnas deberá satisfacer la ecuación (9)

$$- k_2 A_g \sigma_y \leq N_c \leq k_1 A_c \sigma_b \quad (9)$$

donde, N_c : carga axial de compresión en la columna, obtenida del diseño para aseguramiento de la formación del mecanismo de fluencia; A_c : Área de la sección transversal de la columna; A_g : área total del acero de refuerzo longitudinal a tensión efectivo en la columna; σ_y : resistencia esperada del acero de refuerzo longitudinal; k_1 : coeficiente por carga axial de compresión (=1/3).

En caso de cumplir los requisitos para confinamiento del acero lateral, k_1 puede considerarse como $2/3$; k_2 : coeficiente por carga axial de tensión ($= 3/4$).

(b) La carga axial en muros, por lo general deberá satisfacer la ecuación (10)

$$N_w \leq k_3 A_{core} \sigma_B - A_{ws} \sigma_{wyu} \quad (10)$$

donde, N_w : carga axial de compresión en el muro obtenida del diseño para aseguramiento de la formación del mecanismo de fluencia; A_{core} : área de la sección transversal de la columna ubicada en el extremo a compresión del muro; A_{ws} , σ_{wyu} : área y límite superior de resistencia del acero vertical colocado en la parte del muro; $k_3 = 2/3$ (en caso de cumplir los requisitos de confinamiento para el acero lateral, el valor de k_3 se puede considerar igual a la unidad).

3.5 Regulación sobre la estructuración.

Vigas.

El ancho de la viga será mayor a 25 cm. Para vigas en las que se proyectó la formación de articulaciones plásticas, el ancho de las mismas será mayor a $1/4$ veces su peralte.

El acero de refuerzo longitudinal será acero corrugado con diámetro mayor a 19 mm

En vigas con articulaciones plásticas, el porcentaje de acero de tensión p_t , incluyendo la contribución del acero de la losa, será menor a 0.025. El área total del acero de refuerzo a compresión será mayor a 0.5 veces el área total del acero de refuerzo a tensión. ($p_t = A_t / b d$, A_t : área total del acero de refuerzo a tensión, b : ancho de la viga, d : peralte efectivo de la viga).

La colocación del acero de refuerzo podrá hacerse en dos capas máximo.

Columnas.

Cualquier de los lados o diámetro de columna deberá ser mayor a 40 cm. Para columna con formación de articulación plástica proyectada, el lado corto de columna será mayor a $1/3$ veces el lado largo de la misma.

El acero de refuerzo longitudinal será acero corrugado con diámetro mayor a 19 mm.

Muros.

La geometría transversal del muro estructural será en forma de I con columnas en los extremos. El ancho del muro será el valor mayor entre 15 cm y $1/20$ de la altura de entrepiso.

El acero de refuerzo a emplear en el muro será corrugado con diámetro mayor a 10 mm, se requiere que las cantidades de acero horizontal y vertical sean iguales. En zona de articulación plástica el acero de refuerzo deberá colocarse doble (en dos capas).

En el caso de proyectar una abertura en zona de articulación plástica, la abertura deberá hacerse al centro del muro lo más posible. La dimensión del hueco será tal que no provoque pérdida de monoliticidad en el muro

4. DISEÑO ANTE FUERZA CORTANTE.

4.1 Método de diseño.

4.1.1 Fundamentos básicos del procedimiento de diseño.

El procedimiento de diseño ante fuerza cortante tiene por finalidad que la resistencia esperada de los elementos ante cortante, sea mayor que la fuerza cortante considerada en el diseño para aseguramiento de la formación del mecanismo de fluencia. También, para que los elementos donde se proyecta la formación de articulaciones plásticas tengan una capacidad de deformación plástica que supere al límite de deformación estructural para el mecanismo de fluencia. En el caso de columnas y vigas, se corrobora que la resistencia por adherencia del acero de refuerzo longitudinal sea mayor que el estado de esfuerzos de adherencia en el mismo, obtenido en el diseño para aseguramiento de la formación del mecanismo de fluencia.

4.1.2 Resistencia del acero de refuerzo por cortante.

En el cálculo de la resistencia por cortante, la resistencia del acero de refuerzo lateral deberá considerarse igual a la resistencia esperada del mismo.

4.2 Resistencia ante cortante de columnas y vigas.

La expresión para calcular la resistencia esperada ante cortante en columnas y vigas es como sigue

$$V_u = b j_t p_w \sigma_{wy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) b D u \sigma_B / 2 \quad (11)$$

donde, $p_w \sigma_{wy} \leq u \sigma_B / 2$

$$\tan \theta = [(L / D)^2 + 1]^{1/2} - L / D$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) p_w \sigma_{wy} / (u \sigma_B)$$

$$\sigma_{wy} \leq 25 \sigma_B$$

σ_{wy} : resistencia del acero de refuerzo por cortante; b , j_t , D , L : son el ancho del elemento, distancia entre el centroide de los aceros de refuerzo a tensión y compresión, peralte total, y claro libre del elemento, respectivamente; p_w : porcentaje del acero de refuerzo por cortante. u es el coeficiente de resistencia a la compresión efectiva del concreto. ϕ representa el ángulo de inclinación de la zona de concreto a compresión componente del mecanismo de armadura (Fig.4.a). θ representa la inclinación del mecanismo de arco (Fig.4.b). Los valores de u y ϕ se determina como se indica:

(a) Elementos estructurales en los que no se proyecta la formación de articulación plástica

$$u = 0.7 - \sigma_B / 2000 \quad (12)$$

$$\cot \phi = \min \{ 2.0, j_t / (D \tan \theta), [u \sigma_B / (p_w \sigma_{wy}) - 1]^{1/2} \} \quad (13)$$

(b) Para elementos en los que se proyecta la formación de articulación plástica al formarse el mecanismo de fluencia, el coeficiente de resistencia a la compresión efectiva del concreto u , se calculará conforme a la ecuación (14). El valor de $\cot \phi$ se obtendrá como el menor valor de los calculados empleando las ecuaciones (13) y (15). Sin embargo, en estas expresiones el valor de β será calculado empleando el valor de $\cot \phi$ correspondiente a la zona exterior a la articulación plástica, y el valor de $p_w \sigma_{wy}$ correspondiente a la zona de articulación plástica.

$$u = (1.0 - 15 R_p) (0.7 - \sigma_B / 2000) \quad 0 < R_p \leq 0.05 \\ = 0.25 (0.7 - \sigma_B / 2000) \quad 0.05 < R_p \quad (14)$$

$$\cot \phi = 2.0 - 50 R_p \quad 0 < R_p \leq 0.02 \\ = 1.0 \quad 0.02 < R_p \quad (15)$$

donde, R_p : deformación angular de la articulación plástica del elemento correspondiente a la deformación por seguridad estructural del elemento en todo su conjunto.

En la zona que tendrá comportamiento en el rango elástico, para elementos donde se proyecta la formación de articulación plástica, el cálculo de la resistencia al cortante se hará empleando el coeficiente de resistencia a la compresión efectivo del concreto calculado conforme la expresión (14). El valor de $\cot \phi$ se tomará como el menor de los calculados conforma las ecuaciones (13). Sin embargo, el valor de β se tomará igual al empleado para la zona de articulación plástica.

La confiabilidad del procedimiento de diseño presentado, se aprecia en la Fig.8, donde se comparan resistencias calculadas con resultados experimentales.

4.3 Resistencia ante cortante en muros estructurales.

La resistencia esperada a cortante de un muro estructural se puede calcular con la expresión (16)

$$V_u = t_w l_{wb} p_s \sigma_{sy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} u \sigma_B / 2 \quad (16)$$

donde,

$$p_s \sigma_{sy} \leq u \sigma_B / 2$$

$$\tan \theta = \{ [(h_w / l_{wa})^2 + 1]^{1/2} - h_w / l_{wa} \}$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) p_s \sigma_{sy} / (u \sigma_B)$$

σ_{sy} : resistencia del acero de refuerzo por cortante del muro ($\sigma_{sy} \leq 4000 \text{ kgf/cm}^2$); t_w : ancho del muro; p_s : porcentaje de refuerzo por cortante del muro; h_w : altura de diseño del muro (puede considerarse igual a la altura de entrepiso); ϕ : ángulo de inclinación de la zona de concreto a compresión en el mecanismo de armadura del muro ($\cot \phi = 1.0$), l_{wb} , l_{wa} : longitudes equivalentes del muro a considerar en los mecanismos de armadura y arco respectivamente.

En el cálculo de las longitudes equivalentes de muro para ambos mecanismos, la contribución de las columnas laterales puede considerarse, y se calculan como se indica:

$$l_{wa} = l_w' + D_c + \Delta l_{wa} \quad (17)$$

$$l_{wb} = l_w' + D_c + \Delta l_{wb} \quad (18)$$

donde, l_w' : longitud del muro comprendido entre las columnas laterales; D_c : Peralte de las columnas laterales; Δl_{wa} , Δl_{wb} : incremento de la longitud efectiva de muro que se valúa conforme las expresiones (19) y (20)

$$\begin{aligned} \Delta l_{wa} &= A_{ce} / t_w & A_{ce} &\leq t_w D_c \\ &= [D_c + (A_{ce} D_c / t_w)^{1/2}] / 2 & A_{ce} &> t_w D_c \end{aligned} \quad (19)$$

$$\begin{aligned} \Delta l_{wb} &= A_{ce} / t_w & A_{ce} &\leq t_w D_c \\ &= D_c & A_{ce} &> t_w D_c \end{aligned} \quad (20)$$

A_{ce} : Área de la sección transversal de la columna lateral, a calcular según la expresión (21).

$$A_{ce} = A_c - N_{cc} / \sigma_B \quad A_{ce} \leq 3 t_w D_c \quad (21)$$

A_c : área de la sección transversal de la columna lateral sujeta a compresión; N_{cc} : carga axial en la columna lateral del nivel superior a diseñar, obtenida del análisis de esfuerzos para el diseño por aseguramiento de formación del mecanismo de fluencia.

Para cuantificar el coeficiente de resistencia a la compresión efectiva del concreto para diseño ante fuerza cortante en muros estructurales, se plantea el siguiente procedimiento:

En la zona donde no se prevé comportamiento plástico del concreto en el muro, u se valuará conforme la expresión (12). Para la región o el elemento donde se proyecta la formación de articulación plástica, el valor de u para el cálculo de resistencia al cortante se tomará como sigue:

$$\begin{aligned} u &= 0.7 - \sigma_B / 2000 & R_u &< 0.005 \\ &= (1.2 - 40 R_u) (0.7 - \sigma_B / 2000) & 0.005 &\leq R_u < 0.02 \\ &= 0.4 (0.7 - \sigma_B / 2000) & 0.02 &\leq R_u \end{aligned} \quad (22)$$

donde, R_u : deformación de seguridad estructural del muro.

En muros estructurales, el porcentaje mínimo de refuerzo ante fuerza cortante no será menor a 0.0025. Para las columnas laterales, en elementos donde se proyecta la formación de articulación plástica, el porcentaje de acero de refuerzo ante cortante no será menor a 0.003.

5. DISEÑO POR ADHERENCIA ENTRE ACERO DE REFUERZO Y CONCRETO.

5.1 Esfuerzos de adherencia empleados para diseño.

Los esfuerzos de diseño por adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto circundante, se calculan

empleando la expresión (23). Sin embargo, para elementos donde se proyecta la formación de articulación plástica en un solo extremo, o no se proyecta la formación de ninguna, los esfuerzos por adherencia serán el valor menor proporcionado por las expresiones (23) y (24).

$$\tau = db \Delta\sigma / [4 (L - d)] \quad (23)$$

$$\tau = b pwt \sigma_{wy} \cot\phi / \Sigma\psi \quad (24)$$

donde, $\Delta\sigma$: es la diferencia del estado de esfuerzos en ambos extremos del acero de refuerzo longitudinal obtenido durante el diseño para aseguramiento de formación del mecanismo de fluencia. Cuando en ambos extremos se presente articulación plástica $\Delta\sigma = 2 \sigma_{yu}$, cuando solo en un extremo se presente articulación plástica $\Delta\sigma = \sigma_{yu} + \sigma_y$, finalmente, en el caso de no presentarse articulación plástica $\Delta\sigma = 2 \sigma_y$. Aquí, σ_{yu} y σ_y son el límite superior de resistencia y la resistencia esperada, respectivamente, del acero de refuerzo longitudinal. También, db : diámetro del acero de refuerzo; $\Sigma\psi$: sumatoria del perímetro de todo el acero de refuerzo. L , b , d : longitud o claro libre del elemento, ancho y peralte efectivo del elemento, respectivamente; pwt , σ_{wy} , ϕ : porcentaje de acero de refuerzo empleado para el diseño ante cortante en el centro del claro del elemento, resistencia del acero de refuerzo de cortante, ángulo de inclinación del concreto a compresión componente del mecanismo de armadura en el elemento, respectivamente.

5.2 Resistencia de adherencia.

La resistencia ante problemas de adherencia en columnas y/o vigas estructurales se puede cuantificar empleando la expresión (30). Sin embargo, para el refuerzo longitudinal colocado en la parte superior de vigas, el valor calculado con la expresión (30) será penalizado 0.80 veces.

$$\tau_{bu} = (1.2 + 5 pw' b / db) (\sigma_B)^{1/2} \quad (30)$$

donde, pw' : porcentaje de acero de refuerzo lateral colocado en la perímetro exterior de la sección transversal.

6. UNION VIGA - COLUMNA.

6.1 Objetivo del procedimiento de diseño.

La unión viga - columna se diseñará con el propósito de no presentar falla durante la formación del mecanismo de fluencia hasta alcanzar la deformación de seguridad estructural. Igualmente, ante la incidencia de carga cíclica no se deberá presentar degradación notable de la rigidez o adelgazamiento de la curva histerética de respuesta (pinching).

6.2 Procedimiento de diseño ante fuerza cortante.

Por normatividad de diseño, la resistencia esperada ante cortante de la unión V_{ju} , deberá ser mayor que la fuerza cortante obtenida del estado de esfuerzos empleado en el diseño para aseguramiento de la formación del mecanismo de fluencia V_j .

La resistencia a cortante de la unión se obtiene con la expresión (31)

$$V_{ju} = \kappa \sigma_B b_j D_j \quad (31)$$

donde, κ : coeficiente que depende de la configuración de la unión según la dirección de la carga incidente considerada, para unión interna con forma de + se toma 0.30, para unión exterior con forma de T o L se toma 0.18, D_j : peralte de la columna, o bien la distancia entre el paño de columna y el punto de doblez del acero de refuerzo longitudinal de la viga; b_j : ancho efectivo de la unión a calcular con la expresión (32)

$$b_j = bb + ba_1 + ba_2 \quad (32)$$

donde, bb : ancho de la viga; ba_1 : el menor valor de $b/2$ y $D/4$; ba_2 : distancia entre las caras laterales de

viga y las caras laterales de la columna; D: peralte de la columna (para mayor claridad de la simbología consultar la Fig.9).

El refuerzo lateral p_{jh} en la unión deberá cumplir con los siguientes aspectos: el porcentaje de acero de refuerzo lateral deberá ser mayor a 0.002, exceptuando que se cumpla con la expresión (33)

$$p_{jh} \geq 0.003 V_j / V_{ju} \quad (33)$$

6.3 Anclaje del acero de refuerzo de columna y/o viga.

En extremos de vigas donde se proyecta la formación de articulaciones plásticas, se propone que el acero de refuerzo longitudinal de las mismas pase a través del núcleo de la columna, o en su defecto se ancle en el núcleo mismo. Para valuar la longitud de anclaje de los aceros de refuerzo tanto de vigas, como de columnas, en la unión, se considerará que dicha longitud inicia en las caras de cada elemento. El anclaje del refuerzo de viga en el núcleo de la columna se hará con un dobléz de 90 grados, ubicando este dobléz posterior al eje de columna.

7. COMENTARIO FINAL.

El trabajo presentado aquí consiste en una traducción resumida de la "Guía para Diseño Antisísmico de Estructuras de Concreto Reforzado Empleando el Concepto de Resistencia Última"(4), que como su nombre lo indica no son normativas, ni reglamentarias, pero que contribuyen a disipar dudas y mostrar caminos para lograr diseños lógicos, razonados y económicos.

Es claro que aún permanecen muchos aspectos inconclusos, como son entre otros la determinación del sismo de diseño, la relación entre la cantidad de deformación plástica y las características del sismo de diseño, la cuantificación del factor de seguridad ante la incidencia de un sismo dado, la posibilidad de extender una guía o criterios de diseño como lo aquí presentado a estructuras irregulares o especiales. Sin embargo, es loable y de mucha utilidad la publicación de documentación como la mostrada en la referencia [4], ya que es producto de años de intensa investigación en el área de concreto reforzado.

Referencias.

- [1] Aoyama H., "Recent Development in Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings in Japan", Proceeding of the Pacific Conference on Earthquake Engineering, Nov.20-23, 1991. Auckland, New Zealand.
- [2] Sugano S., "Estudio sobre las características fuerza-deformación de elementos de concreto reforzado", Concrete Journal, Vol 11, No.2, 1973. pp 1-9 (en Japonés)
- [3] Park, R., Priestley, N. and Gill W., "Ductility of square-confined concrete columns", Proc. ASCE, Vol.108, No.ST4, April, 1982.
- [4] Instituto de Arquitectos de Japón, "Guía Para el Diseño Antisísmico por Resistencia Última de Estructuras de Concreto Reforzado", 1990/Nov. (en Japonés)

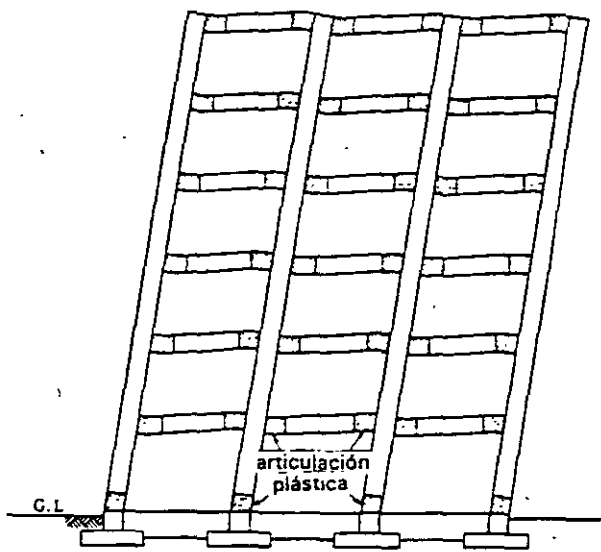


Fig.1 Mecanismo de fluencia de la estructura en base a plastificación en vigas

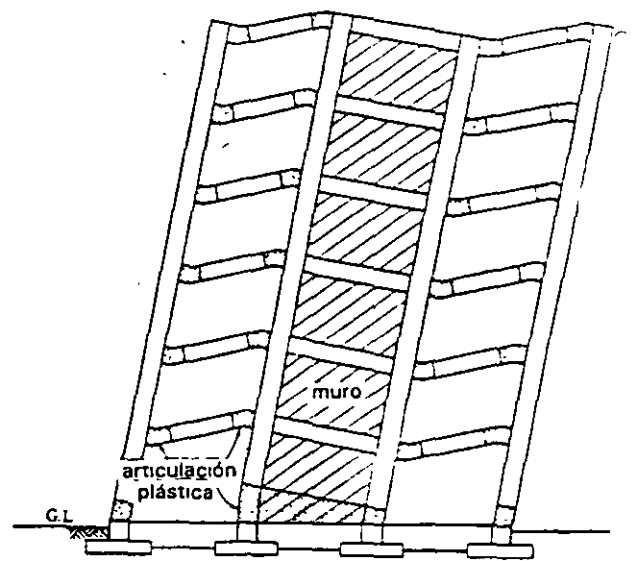


Fig.2 Mecanismo de fluencia de la estructura en base a plastificación de la base del muro

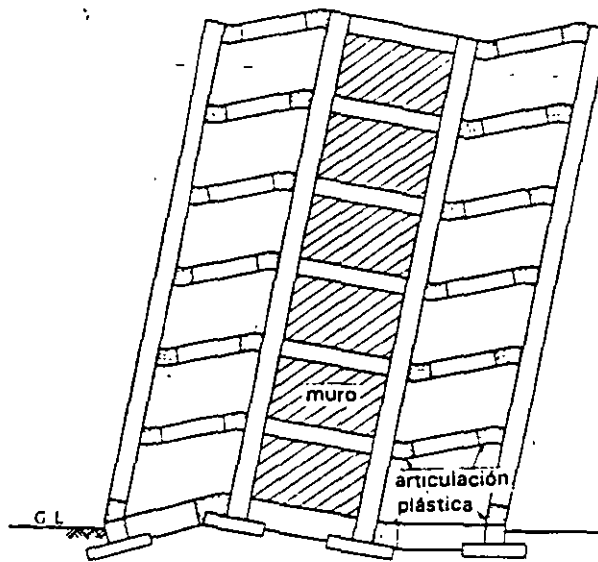


Fig.3 Mecanismo de fluencia de la estructura en base a plastificación de la contratrabe de cimentación

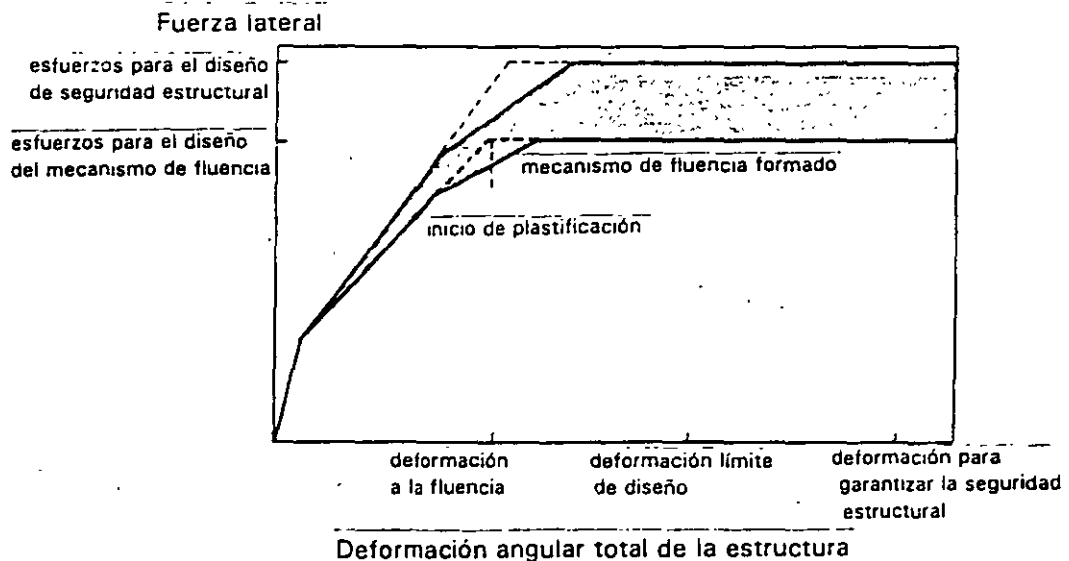


Fig.4.a Representación de los esfuerzos y deformaciones de diseño

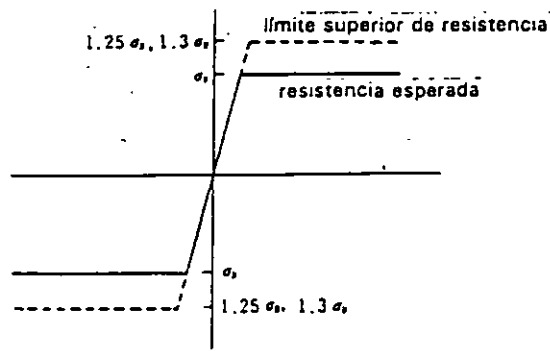


Fig.4.b Hipótesis en la relación esfuerzo-deformación del acero

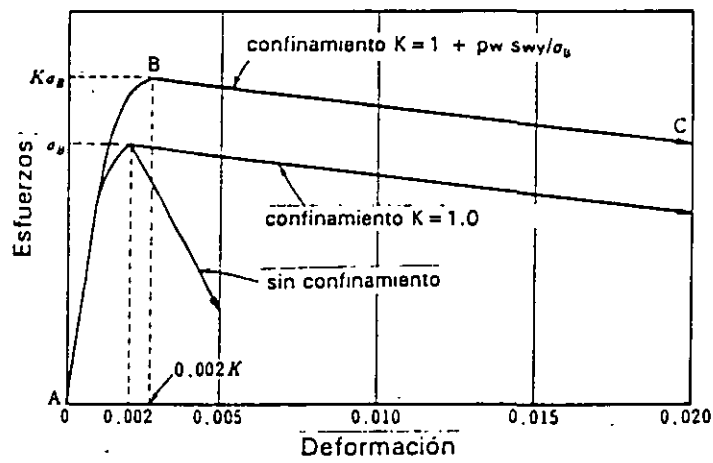


Fig.5 Relación esfuerzo-deformación del concreto confinado [3]

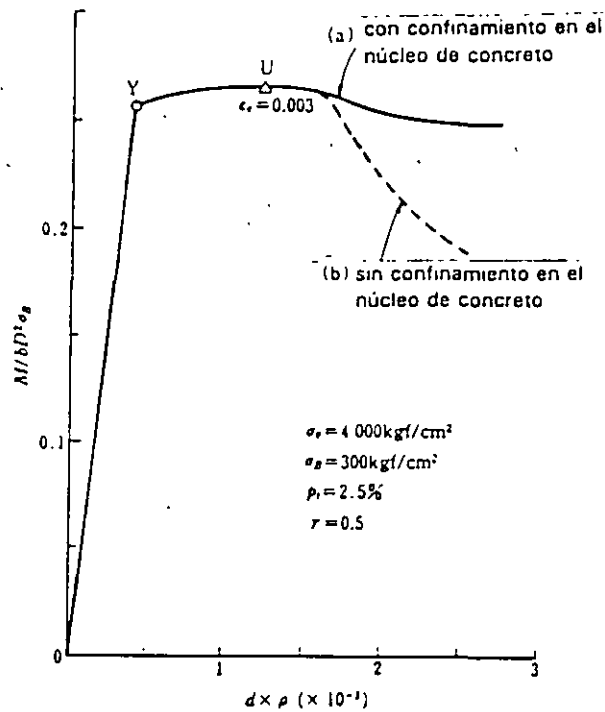


Fig.6 Relación momento - curvatura (calculado)

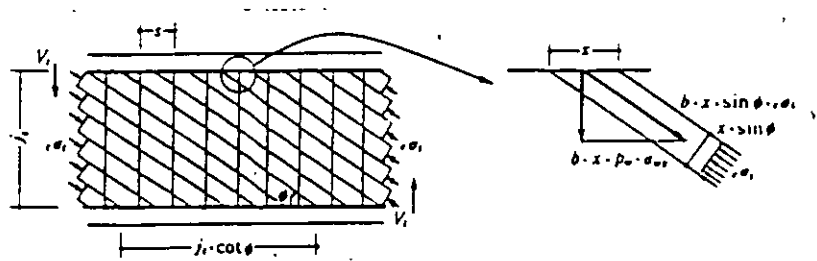


Fig.7.a Equilibrio de fuerzas para el mecanismo de armadura

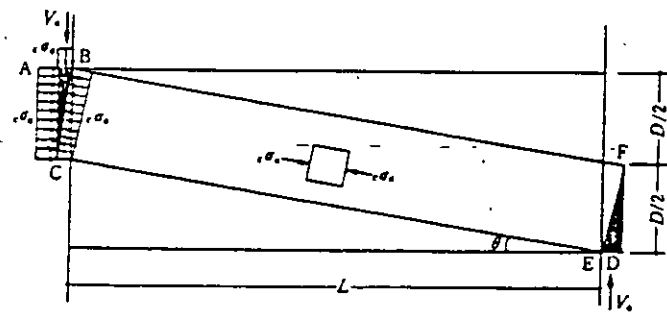


Fig.7.b Equilibrio de fuerzas para el mecanismo de arco

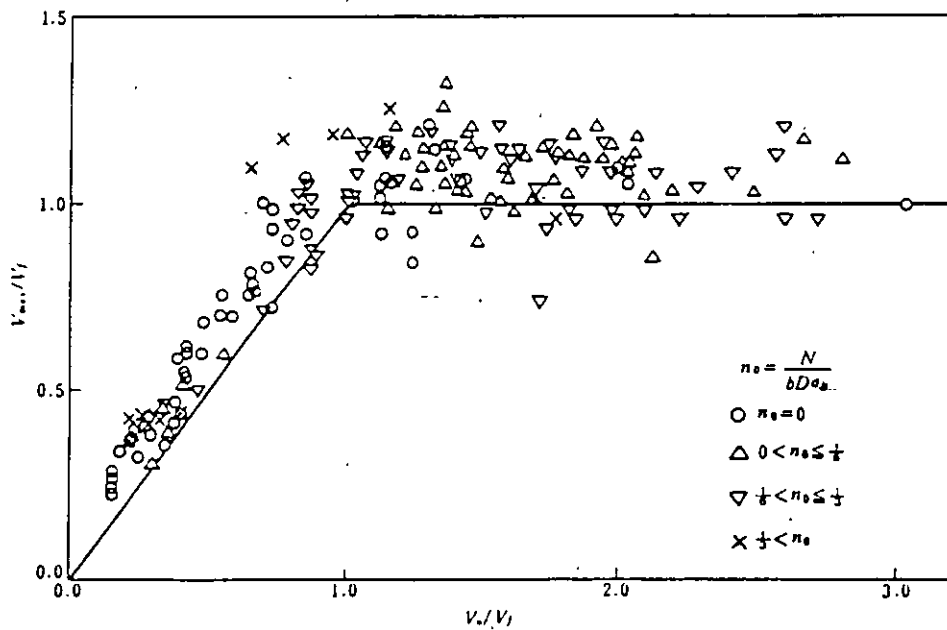


Fig.8 Comparación de valores de resistencia al cortante calculados con las expresiones expuestas, y resultados experimentales

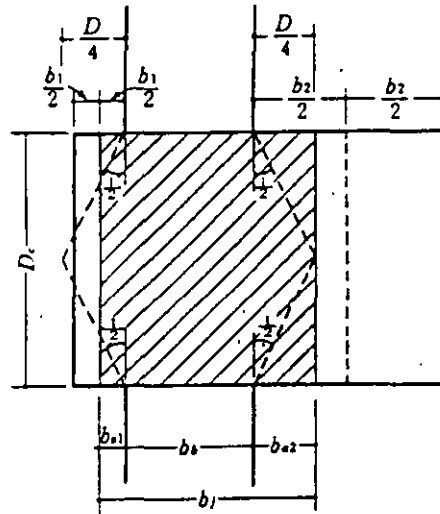


Fig.9 Ancho efectivo de la unión viga-columna



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA

MODULO IV: DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA:

**DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS DE CONCRETO
PRESFORZADO
DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
PRESFORZADO**

**EXPOSITOR: DR. JOSE LUIS CAMBA CASTAÑEDA
1997**

1.- INTRODUCCION.

La aplicación del presfuerzo en estructuras de concreto ha tenido un incremento importante en los últimos años, debido a las ventajas que presenta sobre el concreto reforzado principalmente en lo referente a escuadrias, a un mejor control de las deformaciones y el agrietamiento en el estado límite de servicio, bajo el efecto de cargas gravitacionales.

Sin embargo, la utilización del concreto presforzado para resistir efectos sísmicos es menos aceptada. Esto se debe principalmente a que se tiene poca información al respecto y a que comparativamente, con estructuras de concreto reforzado se observa cierto temor debido a que el primero tiene menor capacidad para disipar energía y por tratarse de un material menos dúctil que el concreto reforzado. En las presentes notas se comentan algunos detalles del comportamiento de miembros presforzados bajo cargas monótonicas y dinámicas, así como el detalle de conexiones y algunos lineamientos de reglamentos de construcción referentes al concreto presforzado.

2.- COMPORTAMIENTO DE TRABES PRESFORZADAS EN FLEXION.

2.1.- Concepto acción respuesta.

2.2.- Diagramas carga-deflexión.

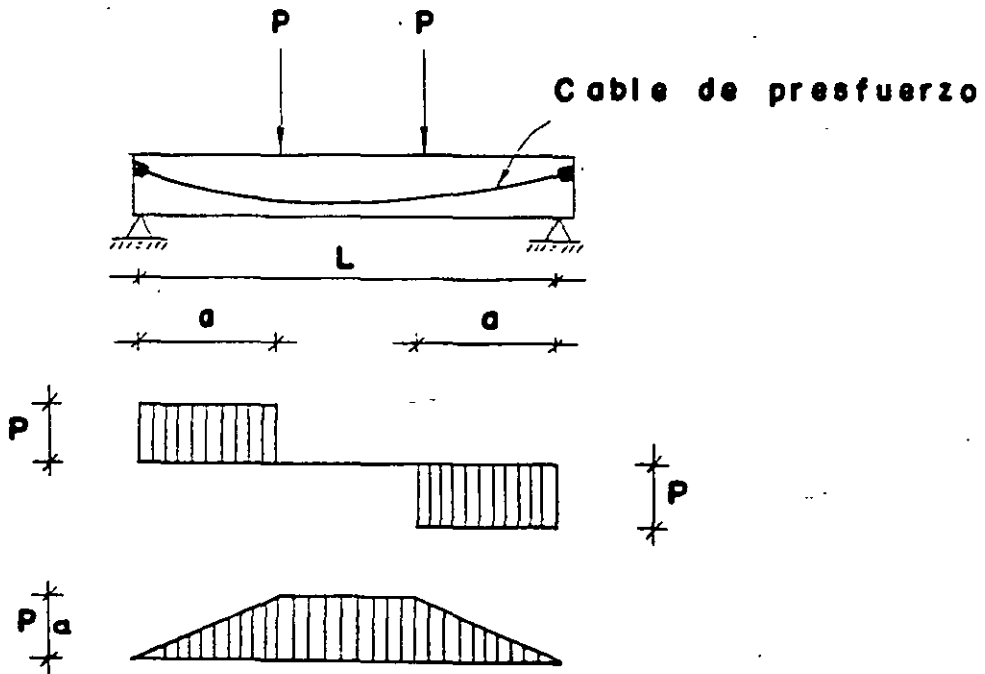
2.3.- Variables que intervienen en el comportamiento de traves presforzadas.

2.4.- Estado límite de Falla.

2.- COMPORTAMIENTO DE TRABES DE CONCRETO PRESFORZADO EN FLEXION

2.1.- Introducción

La característica acción-respuesta en traveses presforzados se presenta, como en la mayor parte de los ensayos en flexión, mediante la gráfica carga-deflexión, de traveses libremente apoyados con dos cargas concentradas iguales y colocadas simétricamente, esto último con objeto de que en la zona central sea nula la fuerza cortante (fig. 1).

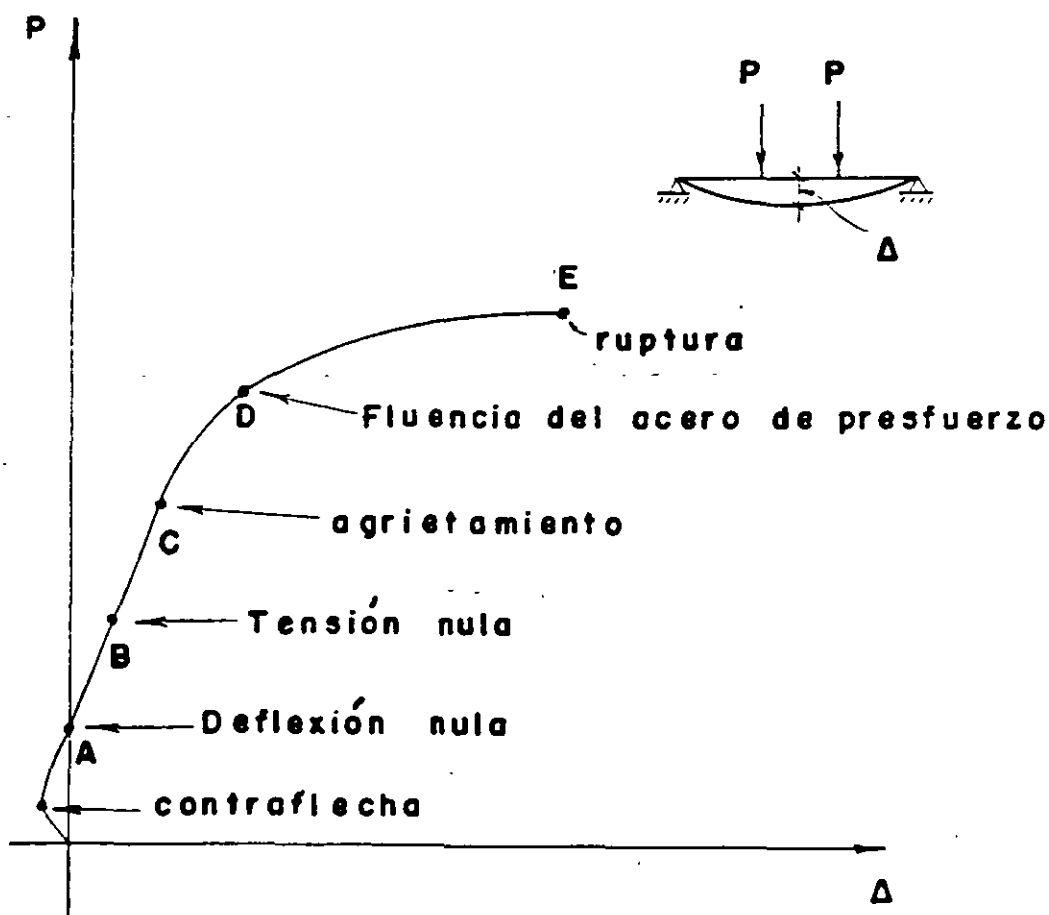


ANALISIS DE FLEXION

En las presentes notas se estudiará la gráfica típica carga-deflexión para traveses presforzadas y posteriormente la influencia de ciertas variables en el comportamiento de las mismas.

2.2.- Diagrama carga-deflexión

Una trabe presforzada con presfuerzo excéntrico y con un porcentaje de acero de presfuerzo usual en la práctica, tiene una curva carga deflexión como lo muestra la fig. 2.



CURVA CARGA — DEFLEXION

Al empezar a cargar la pieza, su comportamiento es básicamente lineal, habiendo proporcionalidad entre cargas y deflexiones. La gráfica indica un valor negativo para las flechas debido a que bajo el efecto del presfuerzo, el peso propio no es suficiente para contrarestar el valor de la flecha debido al de presfuerzo, resultando una contraflecha en la misma.

El punto A de la gráfica representa el punto de deflexión nula, que indica una distribución uniforme de esfuerzos en la sección.

Al seguir incrementando la carga, se llega al punto B, que significa el punto de tensión nula en la parte inferior.

El punto C, representa la aparición de la primera grieta, el cual indica que el concreto alcanzó el valor de su resistencia al agrietamiento.

Cuando empiezan a aparecer las grietas, las deflexiones aumentarán mas rápidamente que antes del agrietamiento y por consiguiente ya no habrá una proporcionalidad entre cargas y deformaciones, al seguir incrementando la carga mas allá del punto C.

El punto D, representa al valor de la carga que provoca la fluencia del acero de presfuerzo.

Finalmente, el punto E, representa la carga de ruptura que provoca la falla al alcanzar su resistencia.

Conociendo la curva carga-deflexión, se puede dimensionar una trabe de concreto presforzado.

Es importante señalar que la aplicación de cargas en trabes de concreto presforzado se hace generalmente en dos o tres etapas de carga. Para una estructura colada in situ habrá la

primera etapa el aplicarse el presfuerzo interviniendo también la carga permanente y la segunda etapa con las cargas de servicio. En el caso de elementos prefabricados, habrá una etapa adicional, anterior a las dos mencionadas que será solamente su peso propio y el presfuerzo, durante el transporte.

En general, la etapa crítica de carga en elementos presforzados es la que ocurre al tensar, ya que se tiene el valor de la fuerza máxima de presfuerzo por un lado y el concreto es relativamente joven, la cual significa un "test" para el elemento en cuestión.

2.3.- Variables que intervienen en el comportamiento de traves presforzadas.

a) Si se incrementa el acero de presfuerzo en una trabe, aumentará también el valor del momento resistente, pero se perderá ductilidad.

b) Las traves con presfuerzo adherido, caso del pretensado y también del postensado cuando se inyectan los cables, de acuerdo con los ensayos del laboratorio y la experiencia en la práctica, son mas dúctiles que sus equivalentes no adheridas.

c) El refuerzo no presforzado en tensión incrementa la capacidad resistente de momento, pero la trabe se hace menos dúctil. La presencia de dicho refuerzo la hace mas estable en la ruptura.

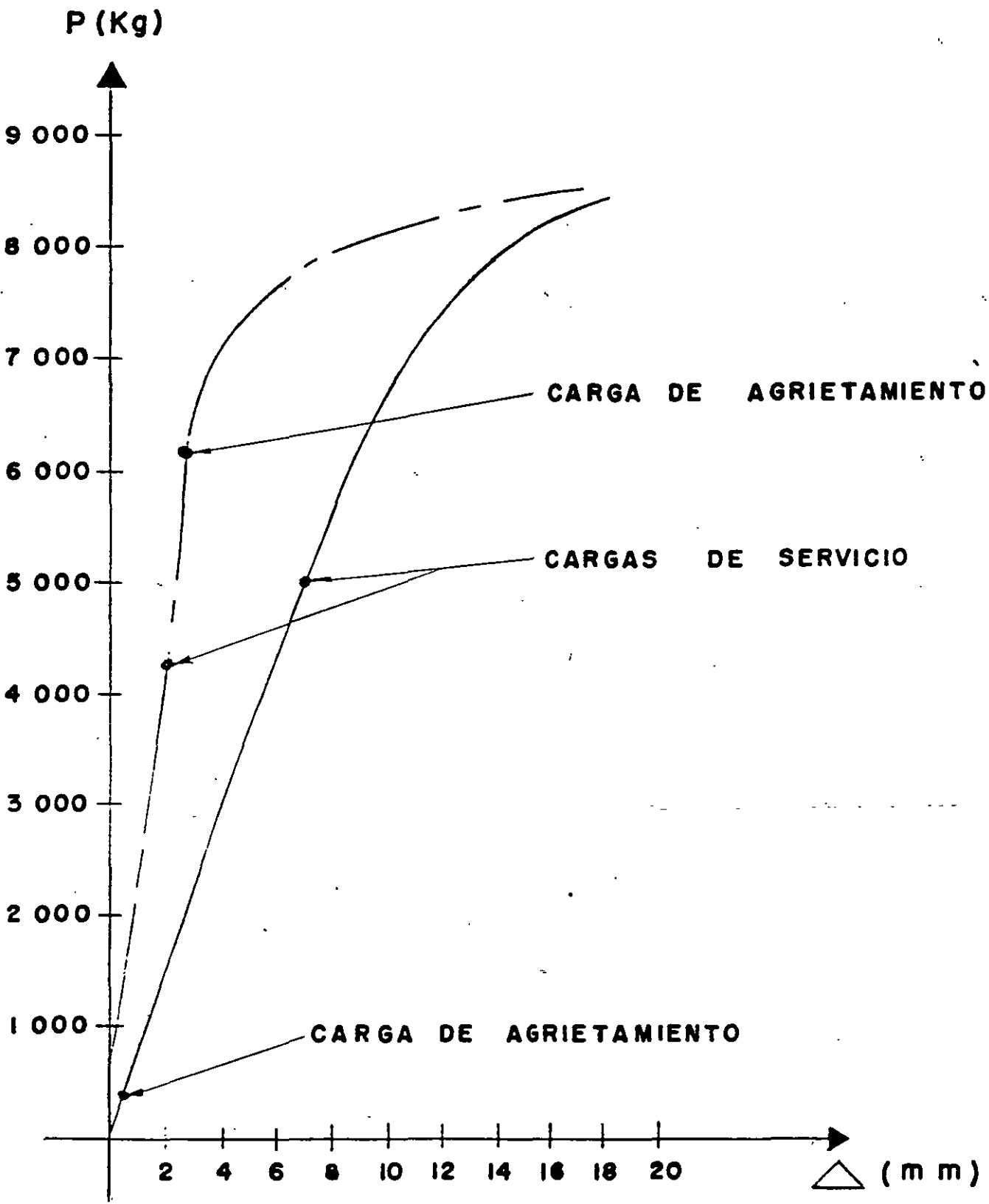
d) El refuerzo no presforzado en compresión no incrementa la capacidad de momento de una sección subreforzada pero la trabe se hace mas dúctil.

e) El comportamiento de una trabe depende de los diagramas esfuerzo - deformación de los materiales.

La idealización del diagrama esfuerzo -deformación del concreto en compresión, tiene poca influencia en el comportamiento de la trabe; en cambio el diagrama $f_s - \epsilon_s$ para el acero de presfuerzo influye en el valor del momento resistente de la trabe y en la ductilidad de la misma.

En la figura 3 se muestra la gráfica acción-respuesta de un ensaye típico de flexión de dos trabes de concreto con sección rectangular de 15 x 30 cm y de 3 m de claro. Una es presforzada y la otra reforzada, proporcionando el acero de presfuerzo y de refuerzo respectivamente en tal forma que la carga teórica de falla en ambas trabes fuera la misma y en las figuras 4 y 5 los agrietamientos correspondientes.

En las figuras 6, 7 y 8 se muestran las condiciones en la falla, de vigas presforzadas y en la fig. 9 el caso de una columna presforzada, aun cuando este último se presenta en la práctica muy pocas veces.



———— Trabe de concreto reforzado
- - - - - Trabe de concreto presforzado

GRAFICA CARGA — DE FLEXION

AGRIETAMIENTO TRABE DE CONCRETO PRESFORZADO

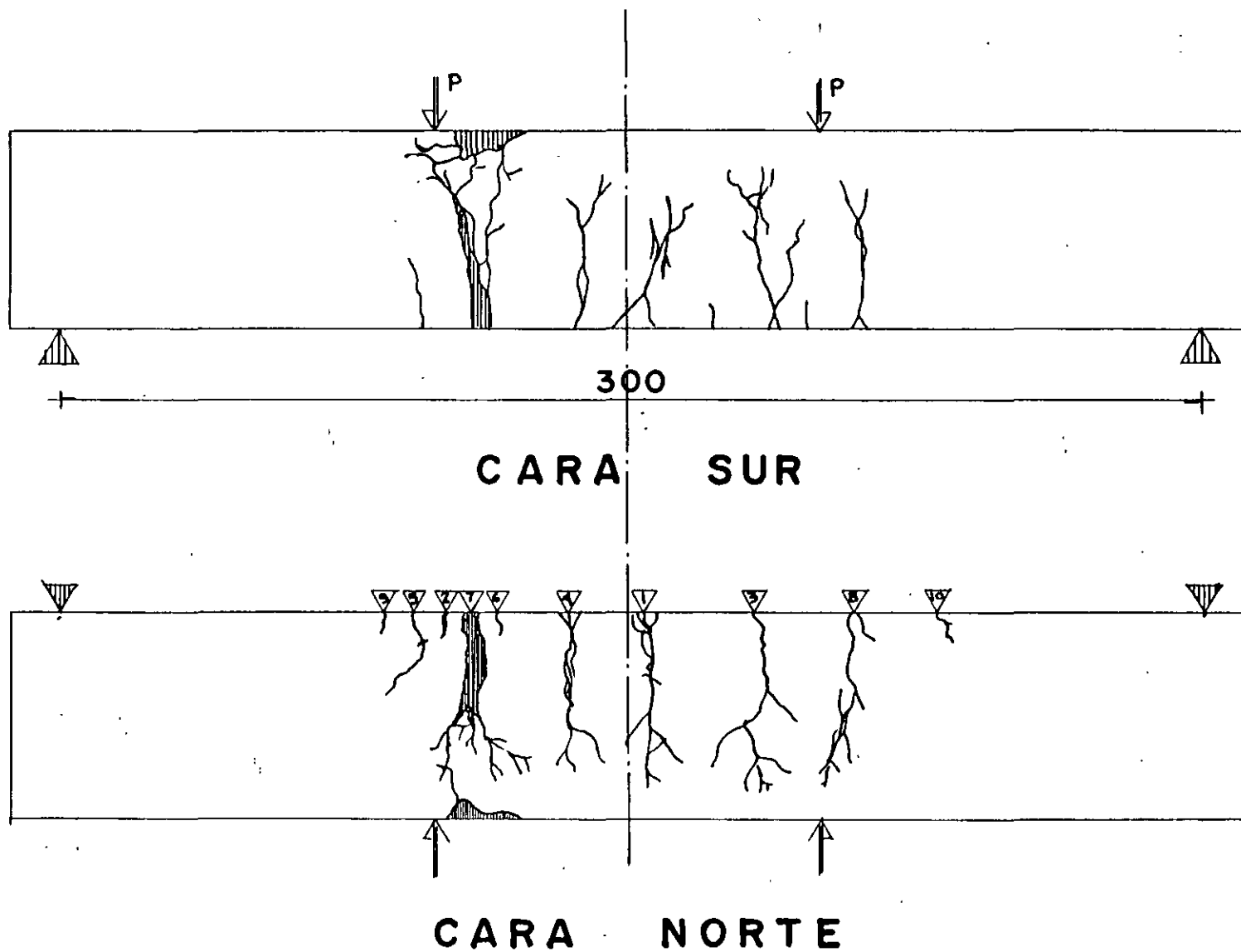


FIG. 4

AGRIETAMIENTO TRABE DE CONCRETO REFORZADO

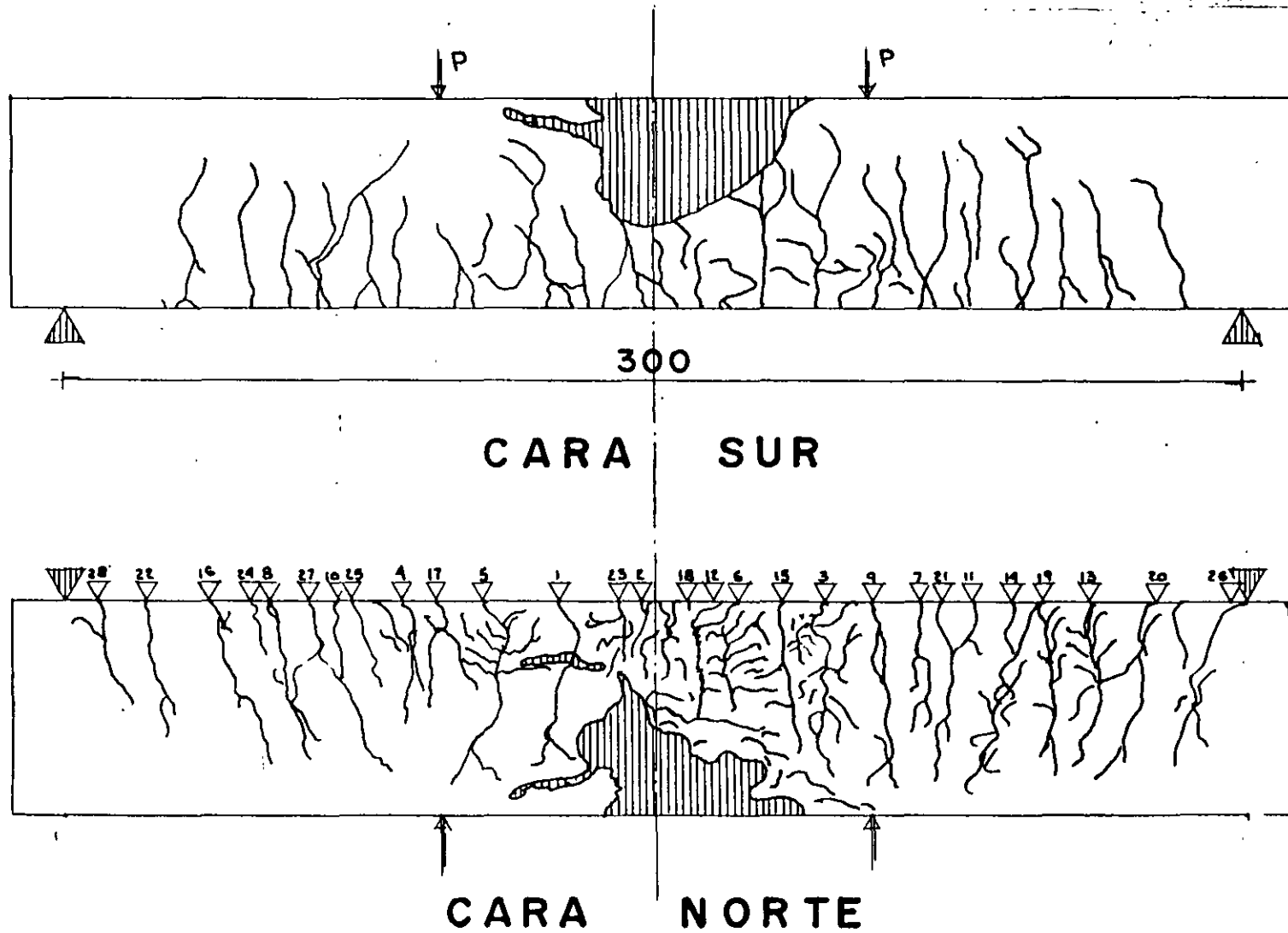
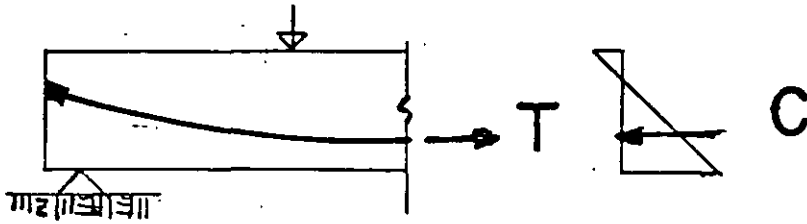


FIG. 5

ESTADO LIMITE DE FALLA

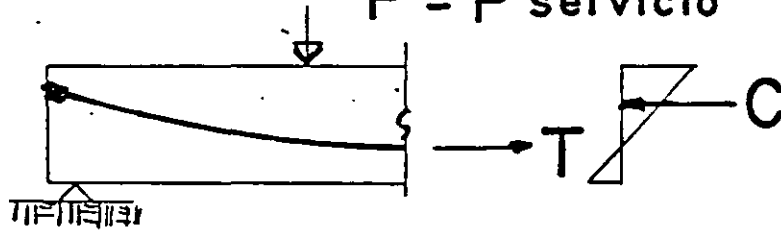
- Presfuerzo solamente

$$P = 0$$



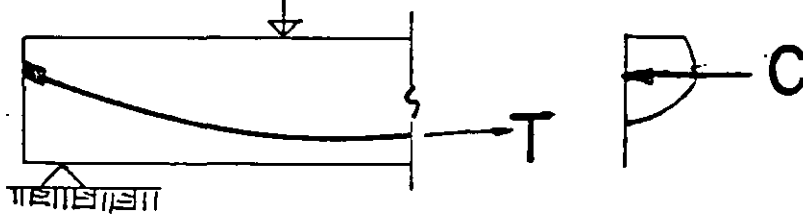
b) En servicio

$$P = P_{\text{servicio}}$$



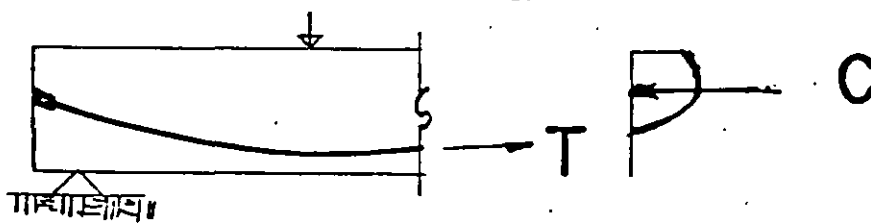
c) Al presentarse el agrietamiento

$$P > P_{\text{servicio}}$$

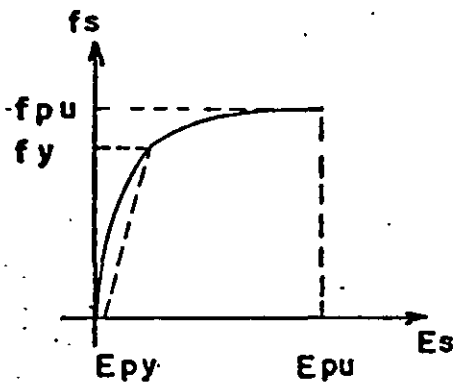


d) En la falla

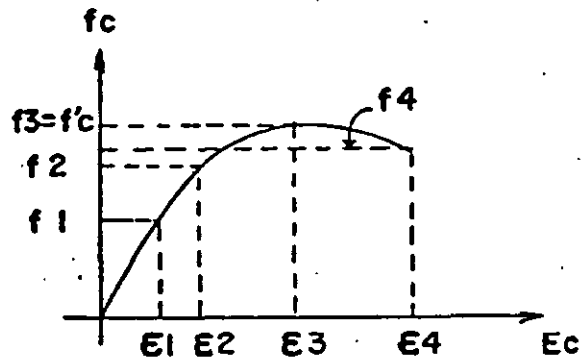
$$P = P_u$$



ESTADO LIMITE DE FALLA

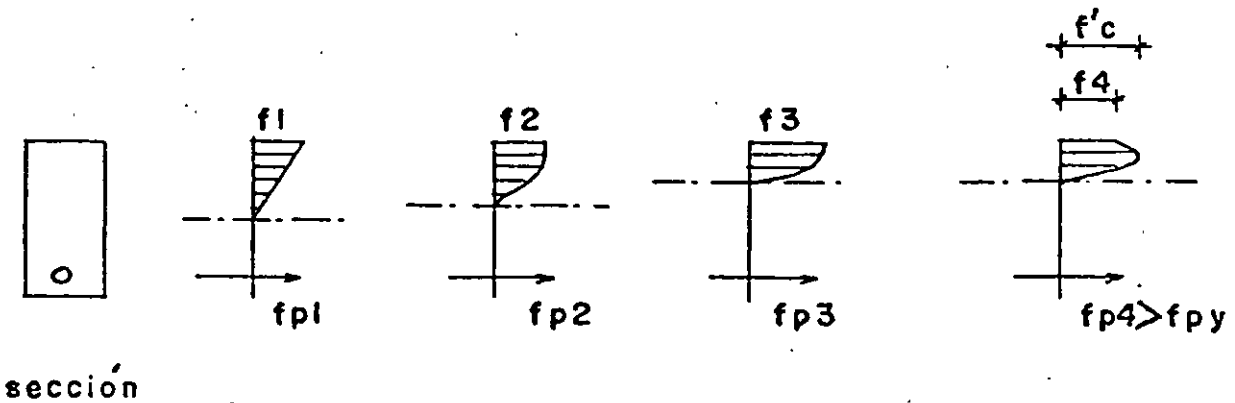


Acero de presfuerzo



Concreto

a) Trabe subreforzada



b) Trabe sobrerreforzada

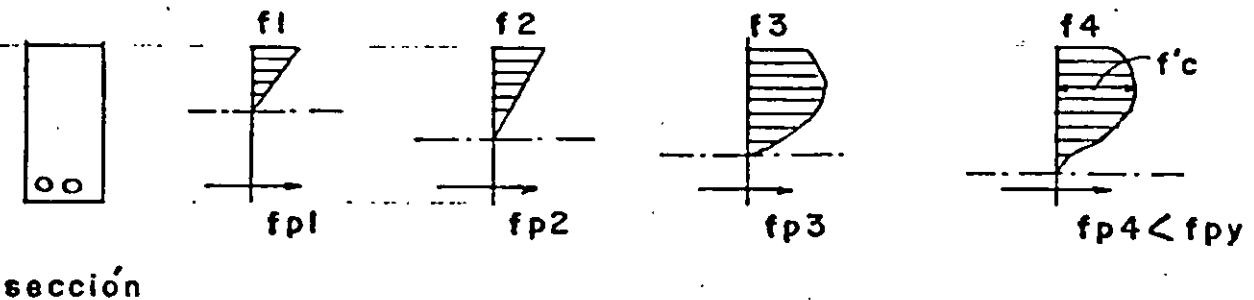
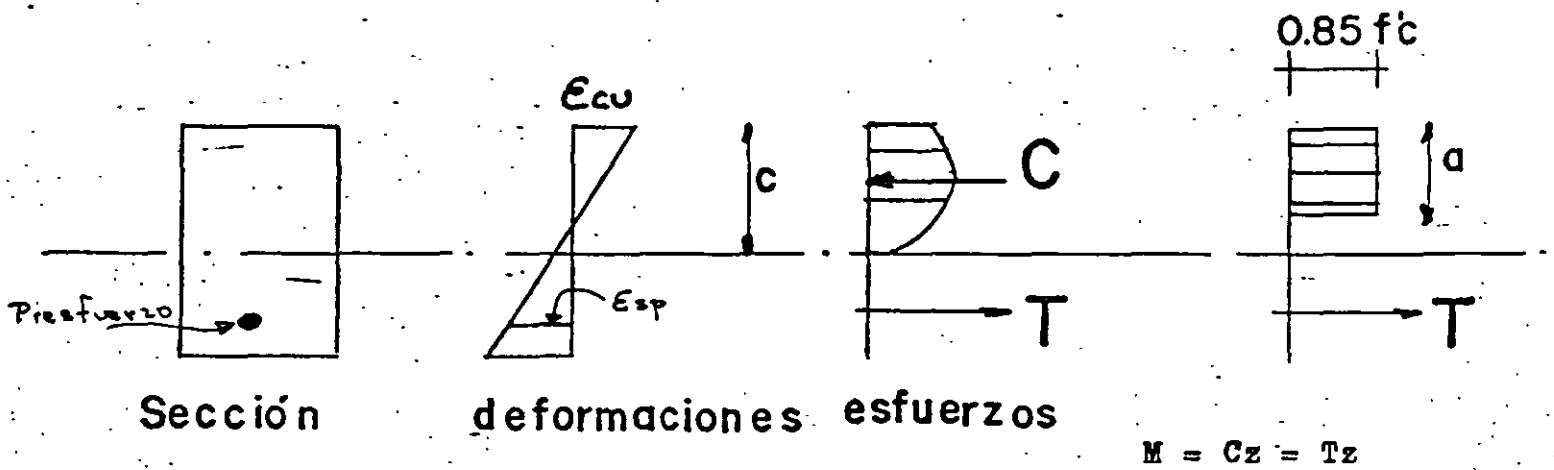


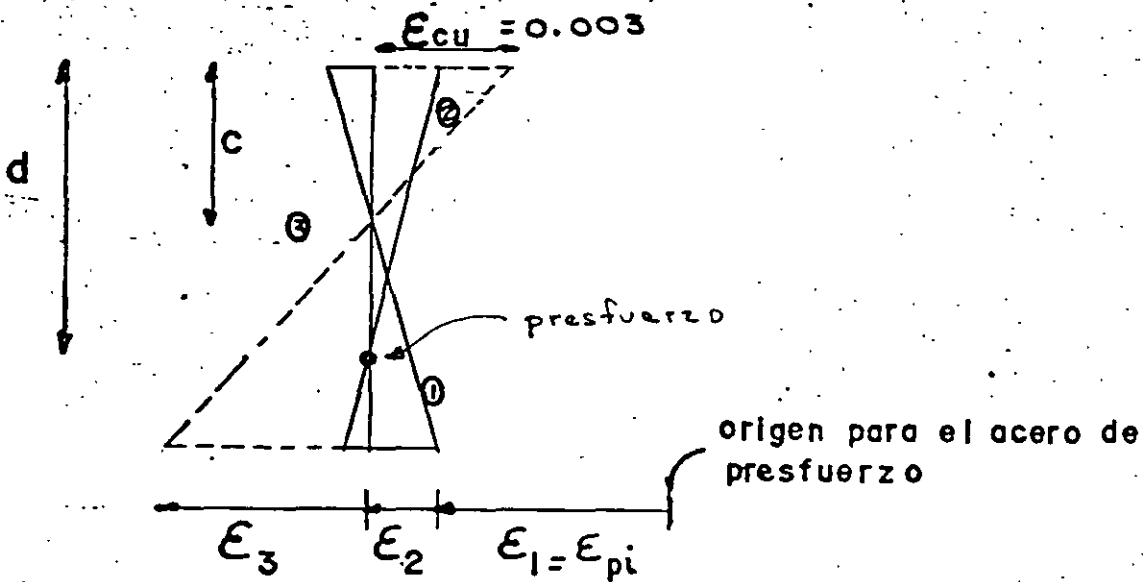
FIG. 7

ESTADO LÍMITE DE FALLA



a).- Hipótesis

origen para el concreto

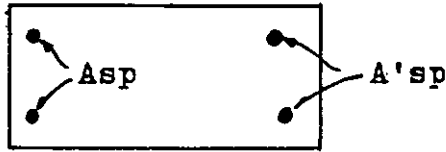


b).- Diagrama de deformaciones

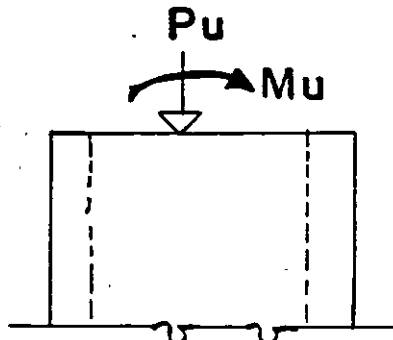
— FIG. 3 —

COLUMNAS P¹⁴RESFORZADAS

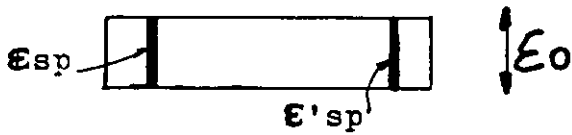
a).- Sección



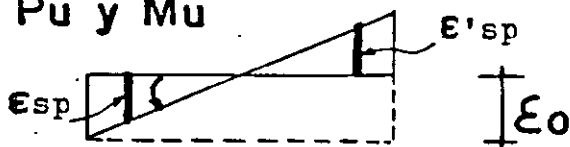
b).- Elevación.



c).- Deformaciones bajo carga axial uniforme



d).- Deformaciones bajo P_u y M_u



e).- Deformaciones debidas a momento únicamente

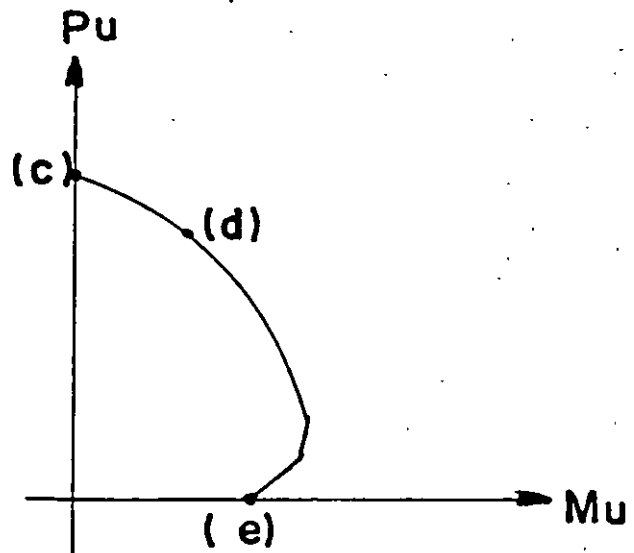
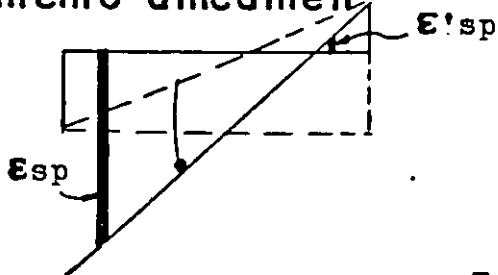
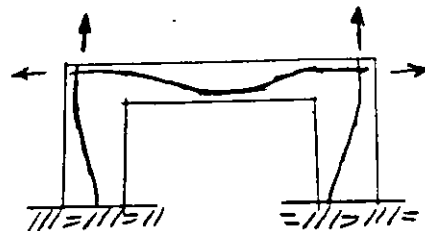


Diagrama típico de interacción



3.- DUCTILIDAD DE MIEMBROS DE CONCRETO PRESFORZADO.

3.1.- Resumen histórico.

3.2.- Análisis de miembros presforzados en flexión.

3.3.- Amortiguamientos.

3.- DUCTILIDAD DE MIEMBROS DE CONCRETO PRESFORZADO.

3.1 Resumen histórico de estudios realizados. Es conocido que un análisis dinámico de la respuesta elástica de estructuras usando aceleraciones sísmicas, ponen de manifiesto que una estructura puede estar sujeta a cargas mayores que las especificadas por reglamentos, lo cual implica que una estructura debe ser capaz de desarrollar grandes deformaciones antes de llegar a la falla en caso de sismos severos. Por tanto, es importante conocer la ductilidad que puede obtenerse en miembros de concreto presforzado.

La relación momento-curvatura para concreto presforzado bajo cargas monotónicas y cíclicas, permite comprender la ductilidad y la energía de disipación.

T.Y. Lin (1) presentó algunos aspectos importantes para el diseño sísmico de estructuras presforzadas, referentes a los factores de carga y esfuerzos permisibles así como algunos ensayos estudiando la capacidad de absorber energía, concluyendo Lin en su artículo en que los diagramas Momento-Curvatura en vigas de concreto presforzado en flexión se presentaban áreas importantes

que mostraban alta capacidad para absorber energía.

Rosenblueth (2) comentando el artículo de Lin, enfatizaba el inconveniente de establecer conclusiones basadas en la curva de primera carga, indicando la importancia de las curvas idealizadas carga-deformación en la descarga Fig.1, para miembros de concreto presforzado y miembros de concreto reforzado presentaban que para masas y rigideces comparables una estructura de concreto presforzado tendría probablemente mayores deformaciones debido a su baja capacidad de amortiguamiento que una de concreto reforzado y que así mismo sería más flexible la primera, lo cual contrarrestaría en parte el efecto de su baja capacidad para absorber energía.

Despeyroux (3) concluye que las áreas bajo el diagrama Momento-Curvatura en concreto presforzado y reforzado son comparables y no necesariamente menores las de concreto presforzado, pero que un factor importante que afecta la respuesta sísmica de estructura es su capacidad para disipar energía, En su artículo, de acuerdo con la Fig.2 concluye que la energía absorbida es efectivamente comparable en miembros de concreto presforzado y reforzado pero que la energía disipada es bastante menor en los miembros de concreto presforzado, lo cual representará que la respuesta en estos últimos bajo el sismo será mayor.

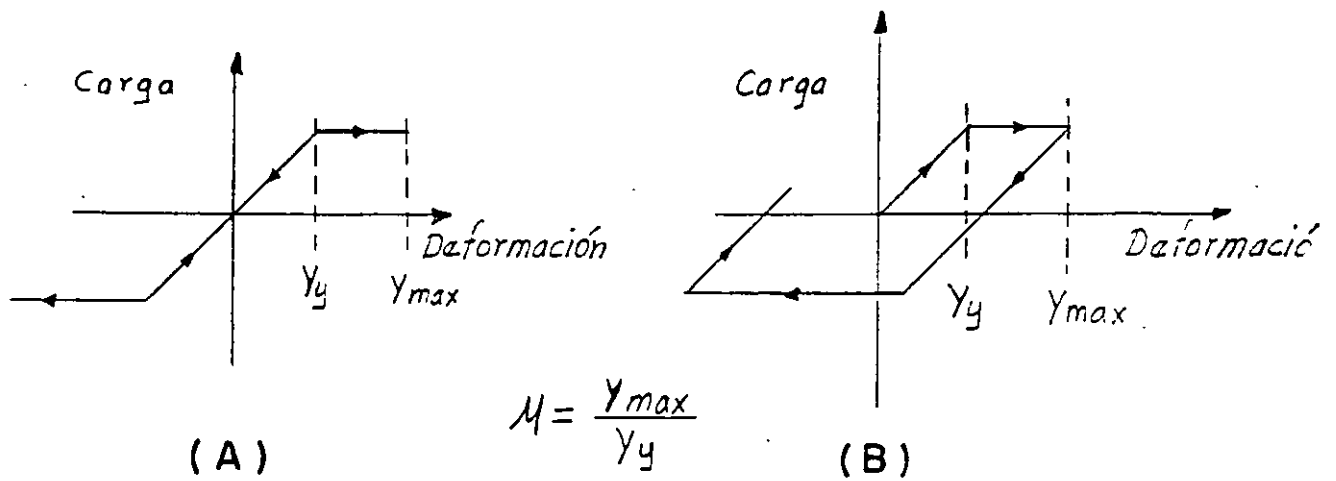


Fig. 1 Idealización de curvas típicas carga-deformación

A) concreto presforzado B) concreto reforzado

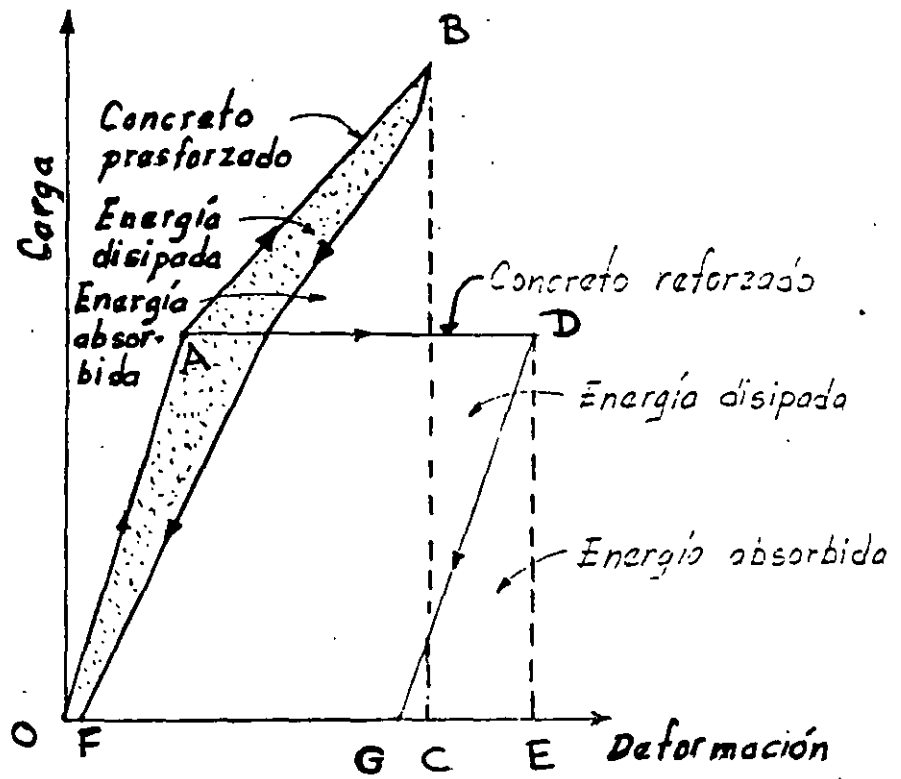


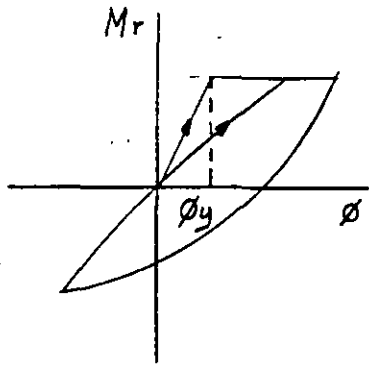
Fig. 2 Idealización de curvas típicas de disipación de energía.

Un estudio reciente realizado por Blakeley (4) sobre la respuesta dinámica no lineal de sistemas de concreto presforzado - concluyó que el desplazamiento máximo obtenido es del orden de - 40% mayor que el de un sistema de concreto reforzado con misma - resistencia, rigidez inicial y mismo porcentaje de amortiguamiento viscoso.

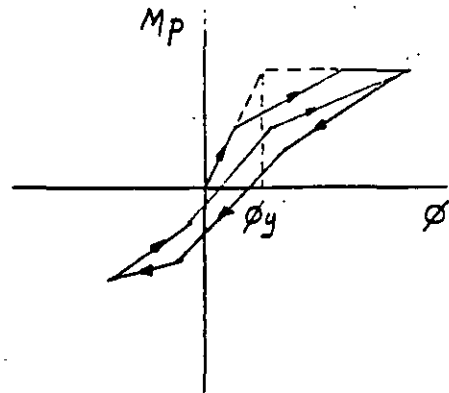
Thompson (5) hizo un estudio comparando las respuestas de - miembros presforzados, parcialmente presforzados y reforzados - bajo diversos movimientos sísmicos, idealizando los diagramas - Momento-Curvatura como lo indica la Fig. 3 y tomando los registros del sismo de El Centro 1940, N-S.

El factor de ductilidad se define como la relación que existe entre el desplazamiento en la falla y el desplazamiento correspondiente a la primera fluencia. Thompson encontró que para pequeños períodos el factor de ductilidad era mayor y que la tendencia a disminuir el desplazamiento se debía a un incremento en el acero de presfuerzo.

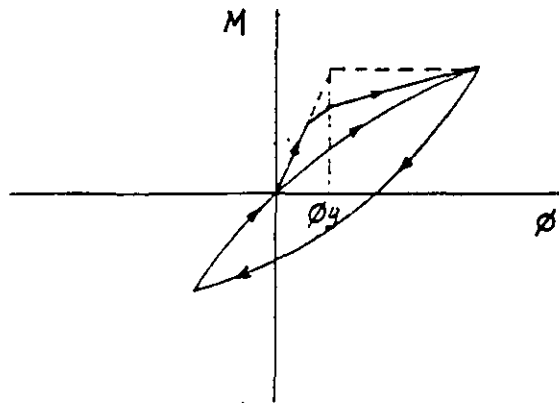
3.2 Análisis de miembros presforzados en flexión. Los estudios realizados por Blakeley (4) para determinar las relaciones Momento-Curvatura bajo carga monotónica, demostraron que la curva ob-



a) *Concreto reforzado*



b) *Concreto prestorzado*



c) *Concreto parcialmente prestorzado*

Fig. 3 Diagramas idealizados de Momento Curvatura

tenida para este tipo de carga es colineal con la curva envolvente de cargas cíclicas en miembros de concreto presforzado y que por lo tanto este análisis puede efectuarse para el estudio de la ductilidad bajo cargas sísmicas.

Se realizaron ensayos para obtener diagramas Momento-Curvatura en trabes haciendo variar el valor de la fuerza de presfuerzo, las posiciones del mismo en la sección y la cantidad de refuerzo transversal.

Así mismo, Thompson (5) realizó ensayos en uniones presforzadas viga-columna, reforzando el núcleo de acuerdo con las especificaciones de cortante del ACI 318-71. Las columnas se diseñaron de tal forma que tuvieran una mayor resistencia que las vigas y los ensayos se hicieran con carga cíclica estática simulando la carga sísmica.

Los resultados obtenidos por los estudios mencionados (4) y (5) se resumen a continuación:

a) Porcentaje del acero de presfuerzo.

El efecto de la relación entre el área de acero de presfuerzo y la de concreto, $p = A_s/bh$, se muestra en la Fig. 4. La forma de las curvas indican claramente que a un incremento de capacidad de momento corresponde una disminución de ductilidad. El --

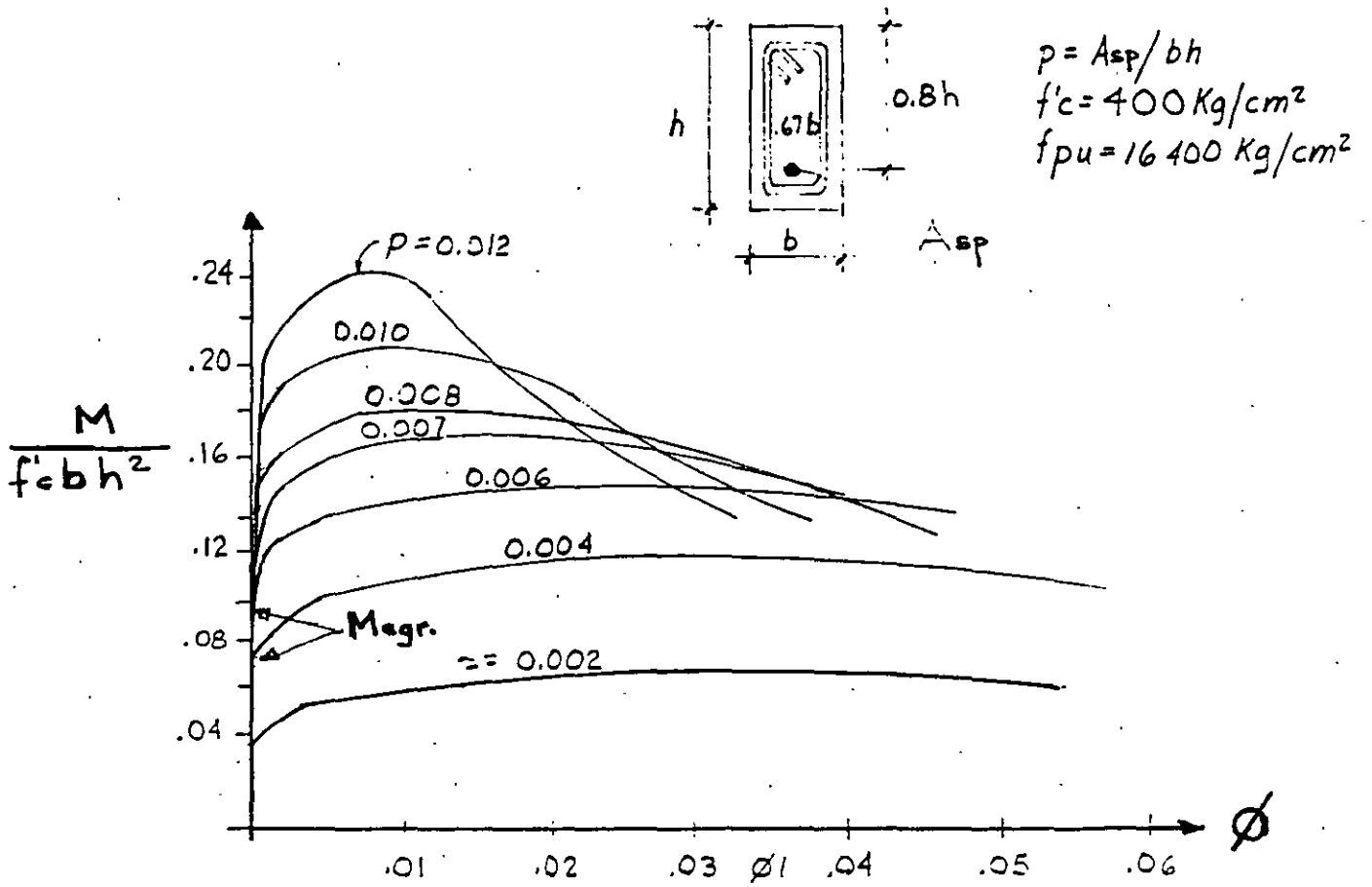


Fig. 4 Relaciones momento-curvatura para una sección con diferentes cantidades de presfuerzo excéntrico

ACI 318-71, especificaba que la máxima cantidad de acero de presfuerzo que debe tener una trabe para prevenir una falla frágil es:

$$\frac{f_{sp} A_{sp}}{b d f'c} \leq 0.3 \quad (1)$$

Este límite corresponde a $p = 0.0069$. El estudio de las curvas de la Fig.4 indica que para asegurar una ductilidad razonable en diseño sísmico, Blakeley y Thompson recomiendan disminuir la expresión a 0.2, lo cual conduciría a $p=0.0043$. La ecuación (1) significa que la máxima fuerza de tensión es $0.2 f'c b d$, lo cual implica que en el bloque de esfuerzos en una sección rectangular se tendrá:

$$a = \frac{0.2 f'c b d}{0.85 f'c b} = 0.235 d$$

y si

$d = 0.85h$, la condición queda como:

$$a \leq 0.20h$$

b) Distribución del acero de presfuerzo.

En una sección transversal de una trabe se hizo variar el número y la posición en los cables de presfuerzo, permaneciendo constante la fuerza total de presfuerzo, $p = 0.0069$ -

Así mismo, se observó que si se aumenta el acero de presfuerzo en la zona de compresión, la curvatura no disminuye, debido a que el cable de presfuerzo actúa como acero de compresión en curvaturas grandes. Cuando el acero de presfuerzo se concentra en un solo cable centrado hay una pérdida considerable de capacidad de momento para grandes curvaturas. En cambio solo existe una pequeña diferencia entre dos o más cables. Por tanto, se recomienda que el acero de presfuerzo se distribuya en dos o más posiciones por efecto de ductilidad.

c) Efecto del refuerzo transversal.

En los ensayos realizados, la cantidad de refuerzo transversal tuvo poco efecto en la ductilidad de trabes, ya que triplicando el número de estribos normalmente especificado se logró un incremento relativamente pequeño en la capacidad de momento.

d) Ductilidad en columnas de concreto presforzado.

En los ensayos de columnas bajo cargas cíclicas, las curvas experimentales se trazaron para una articulación plástica

directamente sobre la trabe, provocándose así el mecanismo en un marco de un nivel. El diagrama Momento-Curvatura en la columna de concreto presforzado se reduce con un nivel de carga axial y se requiere un refuerzo transversal especial cuando la carga alcanza valores de $0.1 P_o$, siendo P_o la resistencia de la columna con carga axial concéntrica únicamente. Hay poco conocimiento del comportamiento de acero presforzado de miembros a compresión, sin embargo de los estudios realizados se pudo concluir que en las curvas de Momento-Curvaturas, la correspondiente a $p/f'cbd = 0.12$, corresponde a la máxima curvatura obtenida en los ensayos.

3.3- Amortiguamiento de miembros de concreto presforzado. En la referencia (2), se menciona la relativamente baja capacidad de amortiguamiento en estructuras presforzadas.

Depeyroux (3) hace notar que el amortiguamiento del concreto presforzado es comparable al de las estructuras metálicas, es decir del orden del 3% del crítico. En cambio en concreto reforzado es del orden 10% del crítico. Nakano (6) encontró valores mayores del 7% del crítico para estructuras presforzadas.

Esto significaría que deberán tomarse coeficientes sísmicos mayores para estructuras de concreto presforzado, por-

ejemplo del orden de 20% mayores que los aplicados al concreto reforzado.

Una investigación reciente de Penzien (7) sobre el amortiguamiento en trabes de concreto presforzado, mostraron que el presfuerzo y la resistencia del concreto tienen efecto sobre el amortiguamiento solo cuando se aproximaba al momento del colapso.

Sin embargo el efecto desfavorable del concreto presforzado referente a su baja capacidad de amortiguamiento que se traduce en desplazamientos mayores, se contrarresta en parte por el hecho de que las estructuras de concreto presforzado debido a sus menores esquadrias que en el concreto reforzado, requieren una reducción en la demanda de ductilidad (8).

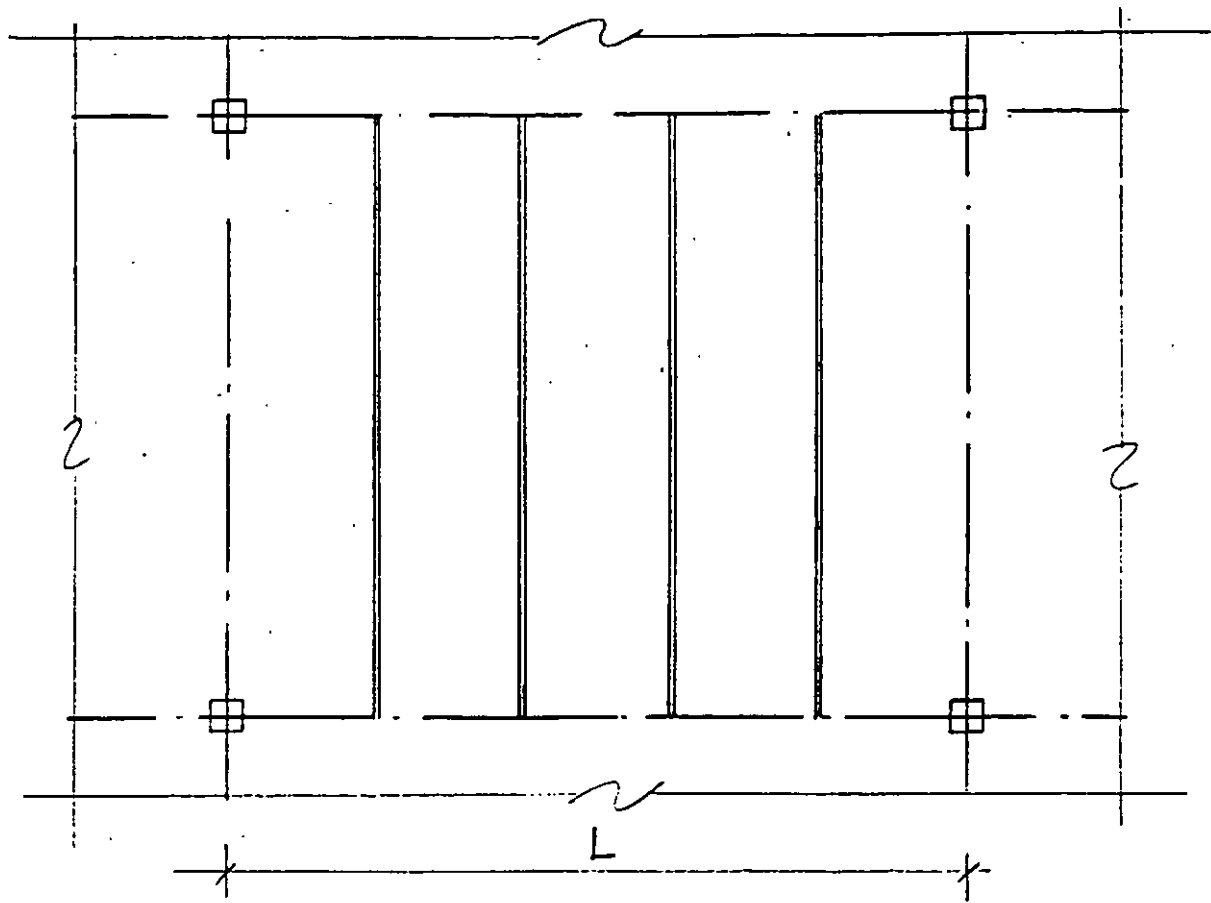
REFERENCIAS.

1. Lin, T.Y. "Design of Prestressed Concrete Buildings for Earthquake Resistance", Journal of the PCI, Vol. 9, No.6, Dic. 1964, pp. 15-31.
2. Rosenblueth, E. Discusión del artículo de T.Y. Lin "Design of Prestressed Concrete Building for Earthquake Resistance", Journal of the Structural División, American Society of Civil Engineers, Vol. 92 Feb. 1966.
3. Despeyroux, J. "L'utilisation du béton précontraint dans la construction parasismique "Travaux", No. 375, 1966.
4. Blakeley, R.W.G. "Ductility of Prestressed Concrete Frames Under Seismic Loading", University de Canterbury, Nueva Zelandia, 1973.
5. Thompson, K.J. "Ductility of Prestressed Concrete Frames Under Seismic Loading". Ph. D. Thesis University of Canterbury, Nueva Zelandia, 1971'
6. Nakano "Experiment on behavior under lateral force of prestressed concrete frames". Reporte del Instituto de la Construcción, Tokyo, julio 1967.
- 7.- Penzien, J. "Damping Characteristics of Prestressed Concrete", ACI Journal, Vol. 61, No. 9.
8. Camba, J. "Edificios altos prefabricados parcialmente presforzados", Confencia Regional de Edificios Altos, México, D.F., abril 1973.
9. Dowrick, D.F. "Earthquake resistant Design" John Wiley and Sons, New York, 1977.

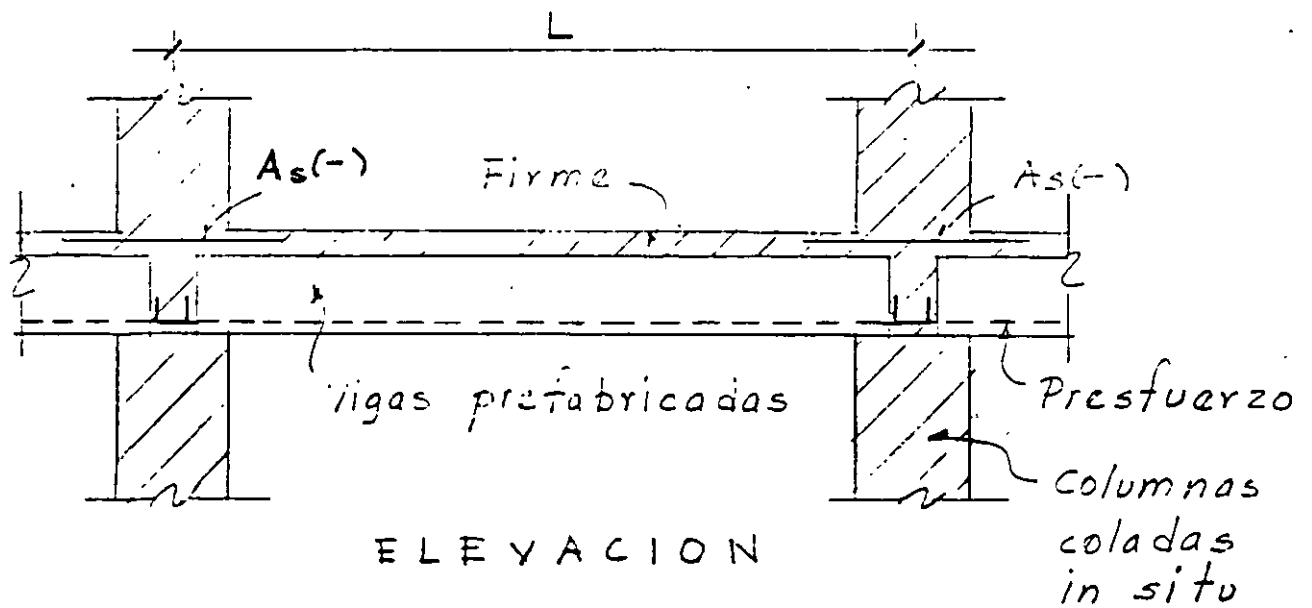
4.- CONEXIONES TIPO DE MIEMBROS PRESFORZADOS.

4.1.- Estructuraciones pretensadas.

4.2.- Estructuraciones postensadas.



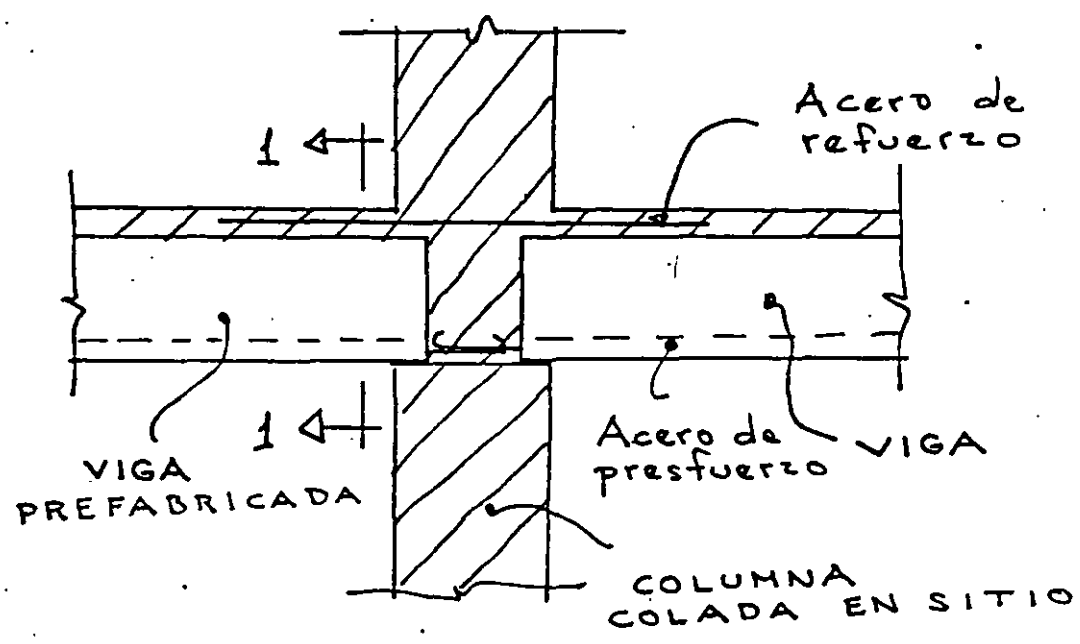
PLANTA



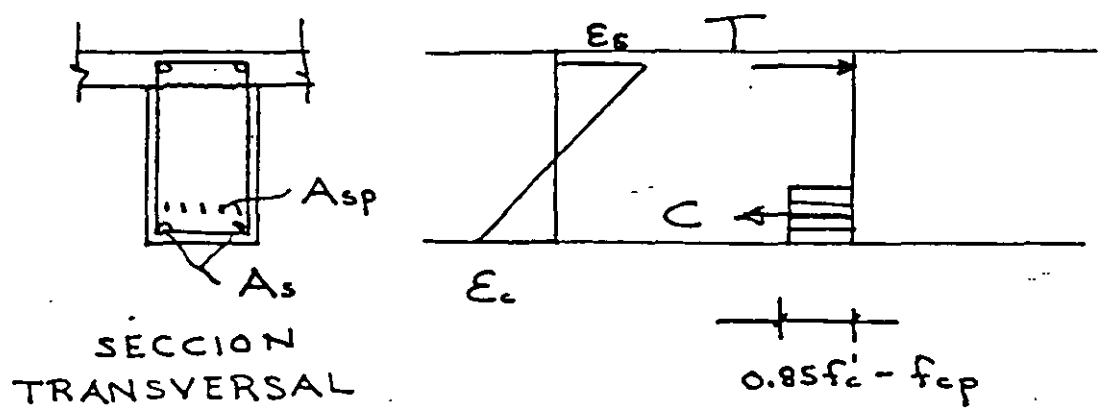
ELEVACION

ESTRUCTURACION PRETENSADA

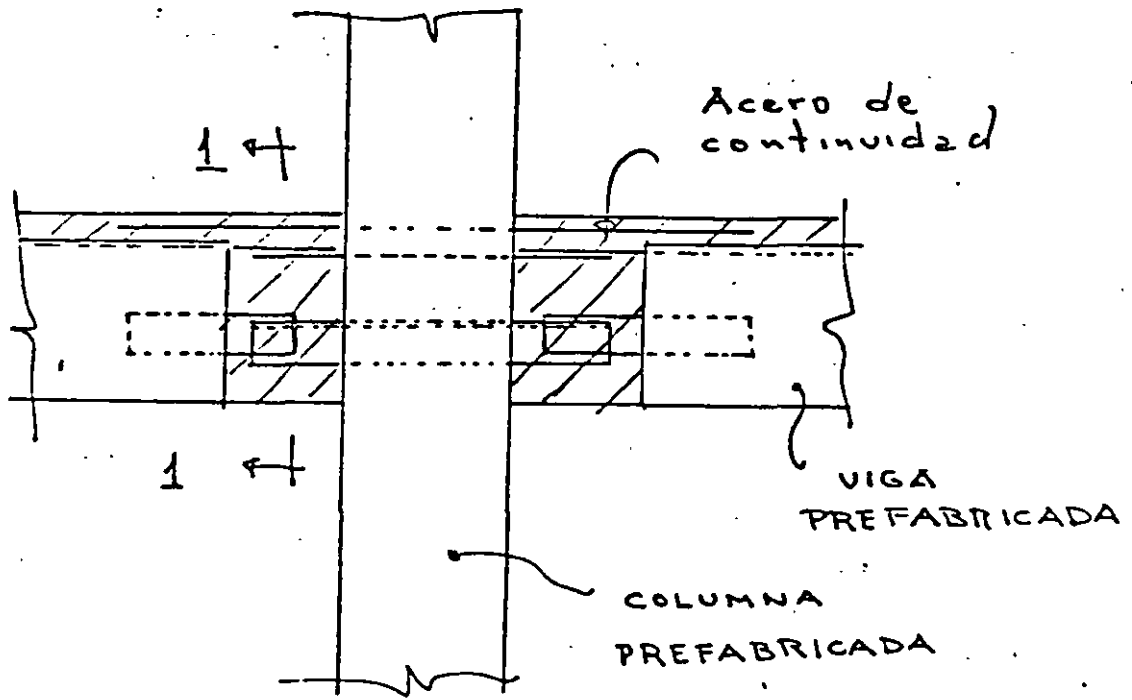
— F I G . 1 —



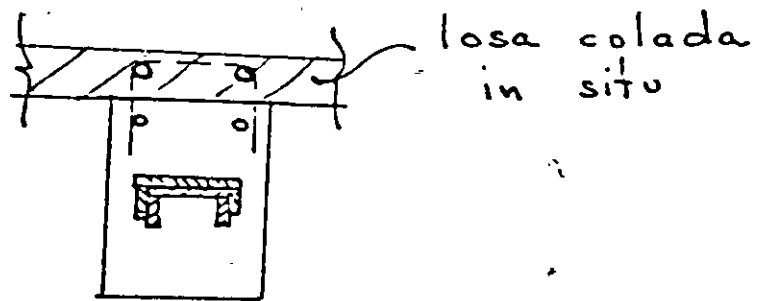
ELEVACION



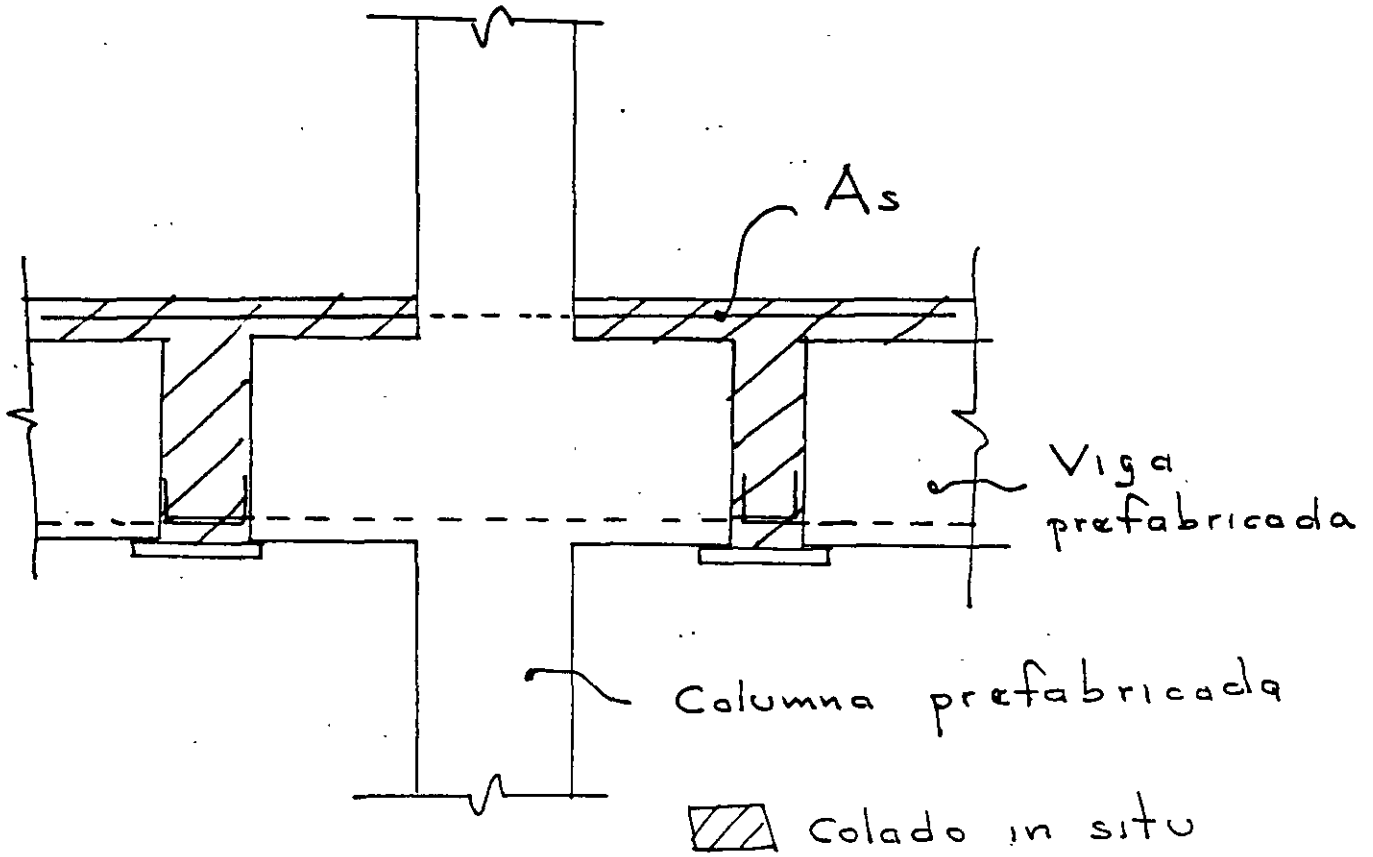
— FIG. 2. —



ELEVACION

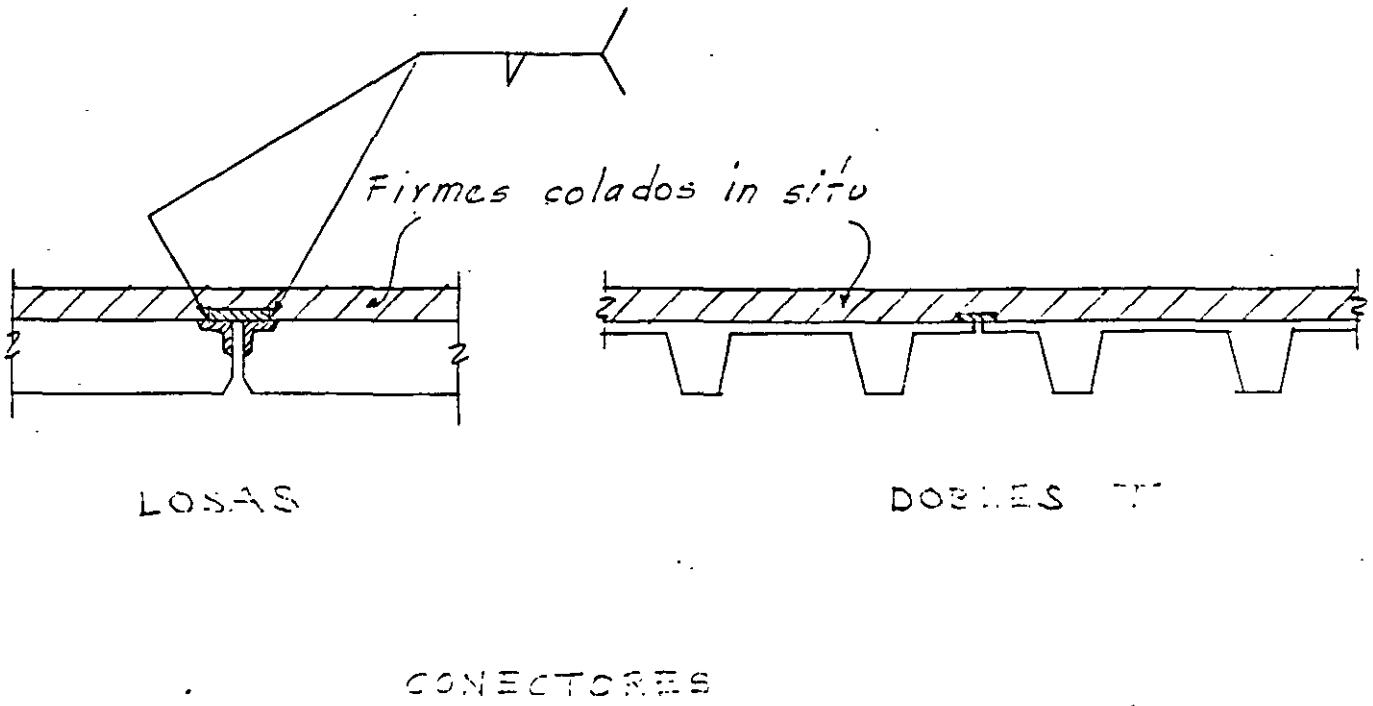


CORTE 1-1

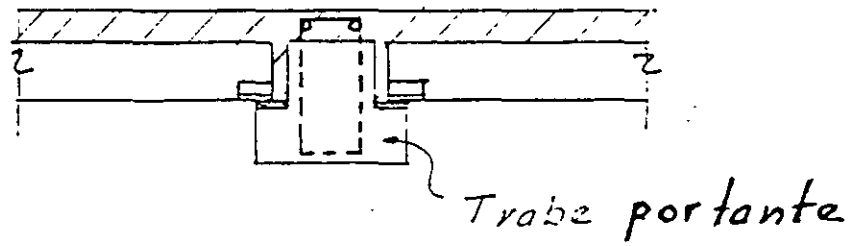
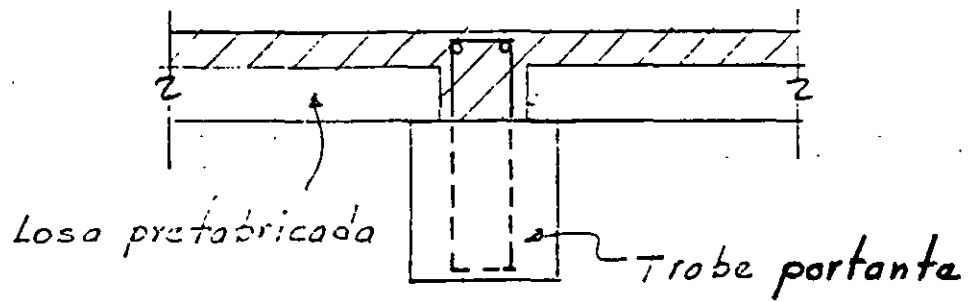


CONEXION PREFABRICADA
FUERA DEL NUDO

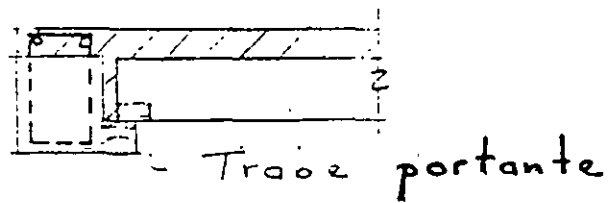
— FIG. 4. —



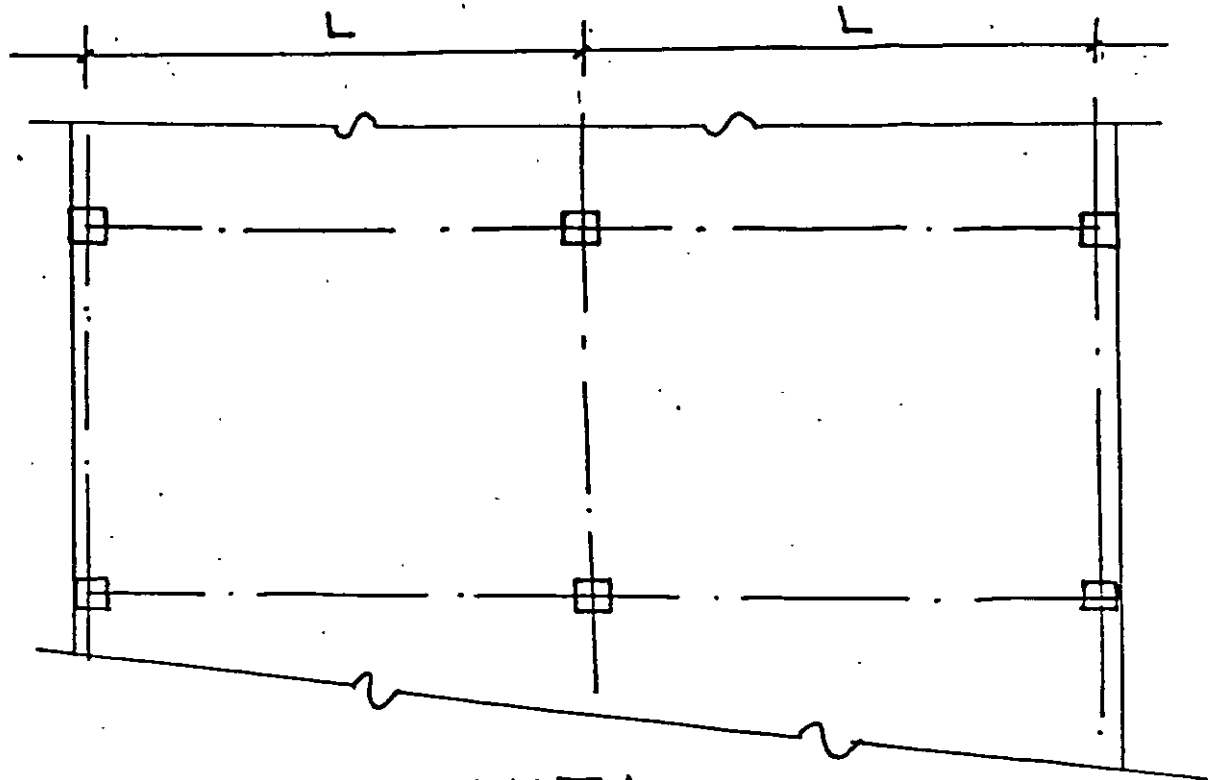
- FIG. 5 -



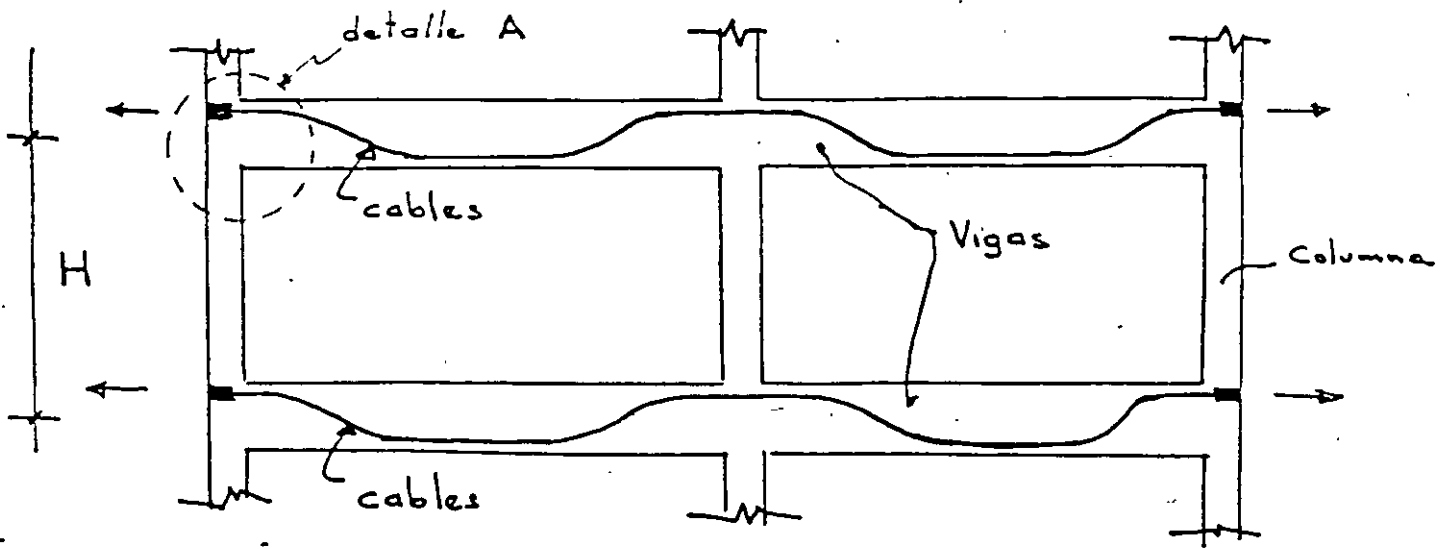
 Colado en el lugar



CONEXION ELEMENTO PREFABRICADO - TRABE PORTANTE

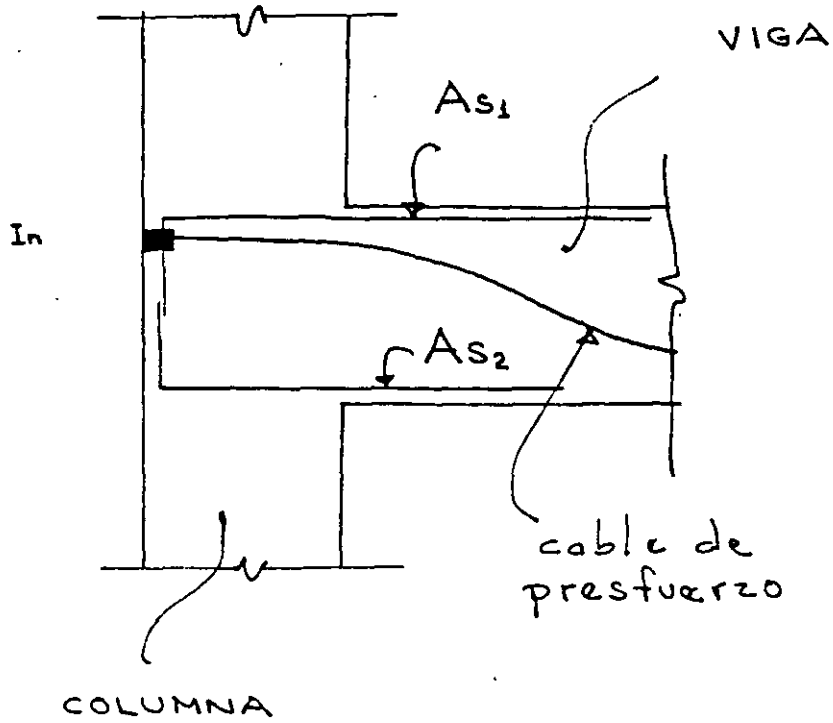


PLANTA



ELEVACION

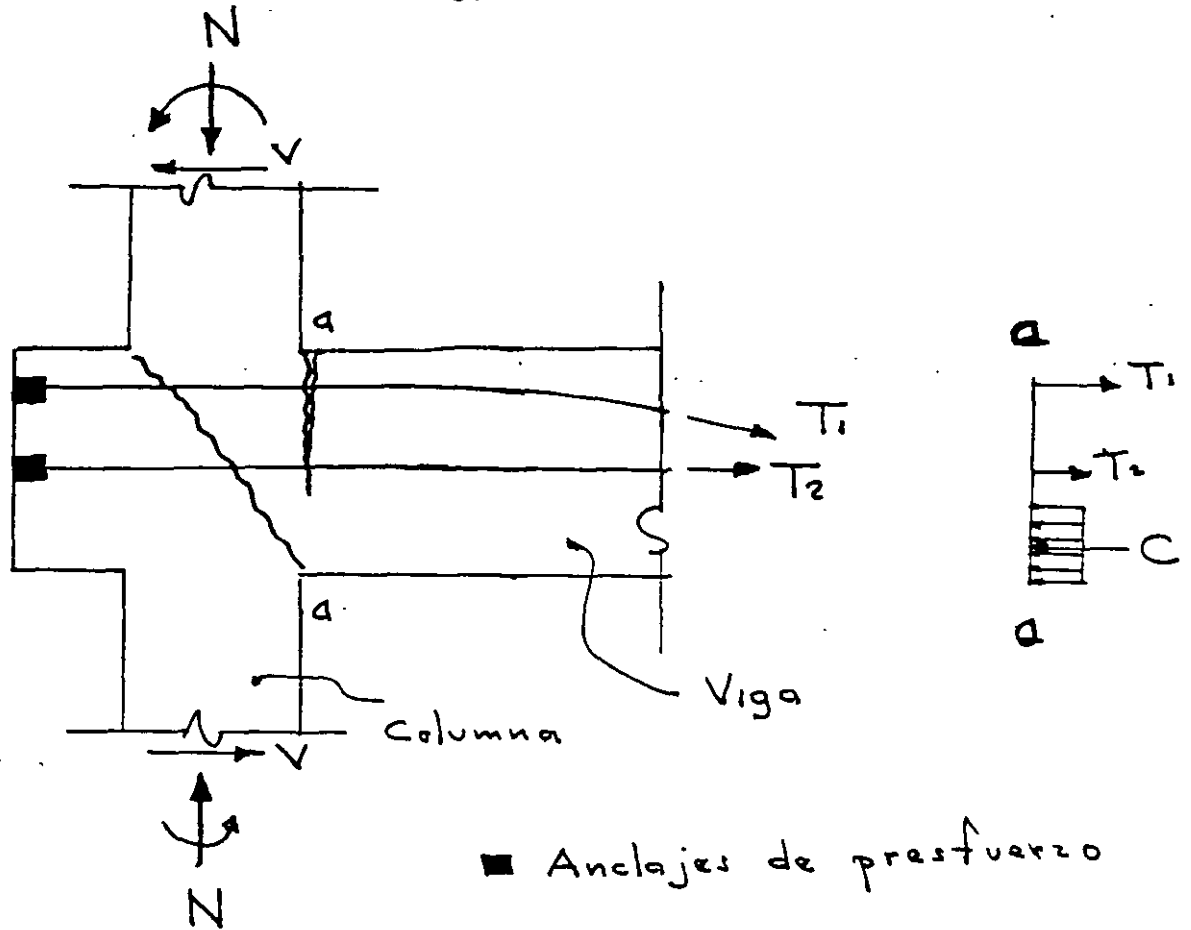
ESTRUCTURACION POSTENSADA



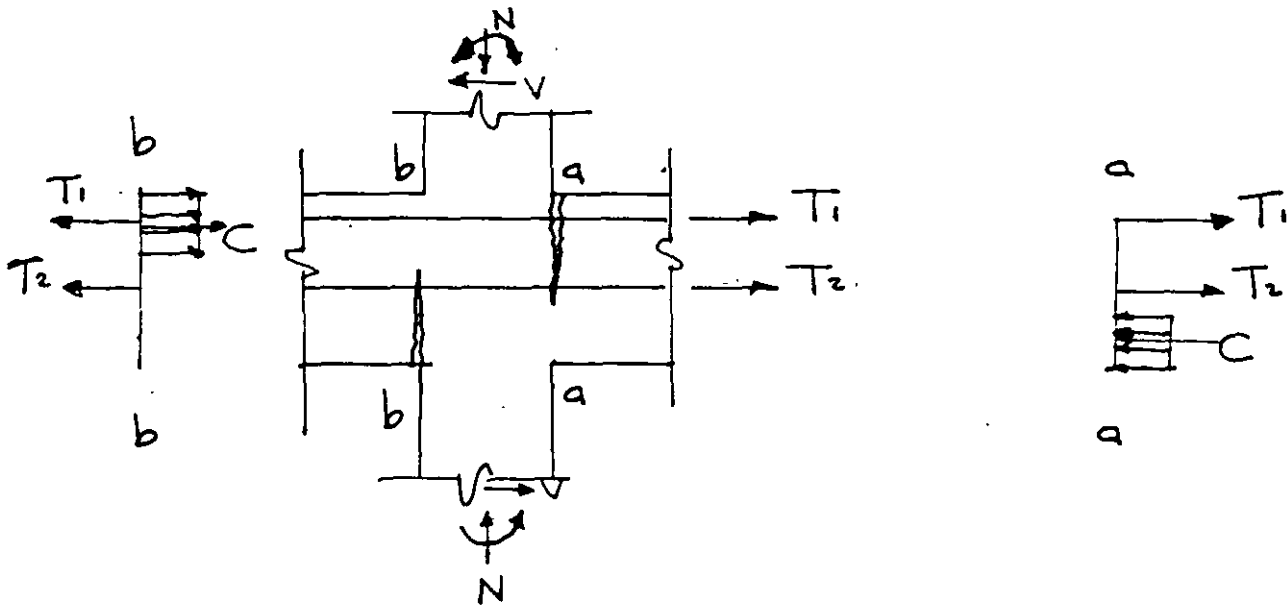
ELEVACION

DETALLE A

ESTRUCTURACION POSTENSADA



COLUMNA EXTERIOR



COLUMNA INTERIOR

FIG. 9

5.- REGLAMENTOS.

5.1.- Reglamento del Distrito Federal 1987.

5.2.- Reglamento ACI 318 - 83

5.3.- Recomendaciones C.E.B.-FIP.

Los nuevos reglamentos para estructuras de concreto presforzado tienen un enfoque probabilístico empleando la noción de "estado límite", que permiten definir con un alto porcentaje de probabilidad, el punto que correspondería en la gráfica carga-deflexión.

REVISION ESTADOS LIMITE DE
SERVICIO EN CONCRETO

PRESFORZADO

(RDF 1987)

a) Concreto

$$\left. \begin{array}{l} \text{comp. } f_c = 0.60 f'_{ci} \\ \text{tensión } f_t = \sqrt{f'_{ci}} \end{array} \right\}$$

Después de la transferencia

$$\left. \begin{array}{l} \text{comp. } f_c = 0.45 f'c \\ \text{tensión } f_t = 1.6 \sqrt{f'c} \end{array} \right\}$$

En servicio

(nota sobre $f_t = 3.2 \sqrt{f'c}$)

b) Acero de presfuerzo

$$0.80 f_{sr}$$

al tensar

$$0.70 f_{sr}$$

en servicio

(valores \approx para presfuerzo total y parcial)

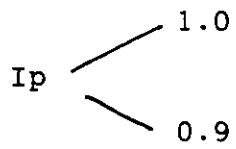
c) Por Aplastamiento

$$f_b = 0.8 f'_{ci} \sqrt{\frac{A_2}{A_1} - 0.2} \quad 1.25 f'_{ci}; \text{ al tensar}$$

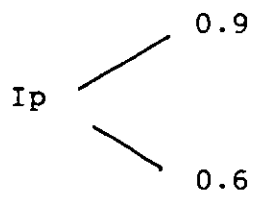
$$f_b = 0.6 f'c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq f'c$$

I N D I C E D E P R E S F U E R Z O (RDF 1987)

A) Presfuerzo total



B) Presfuerzo parcial



C) "Sin" presfuerzo

$$I_p < 0.6$$

$$I_p = \frac{MR_p}{MR_r + MR_p}$$

$$I_p = \frac{Asp \cdot f_{sp}}{Asp \cdot f_{sp} + Asfy}$$

L I M I T E S D E R E F U E R Z O

E N F L E X I O N

(RDF 1987)

A) SECCION CON PRESFUERZO TOTAL

Asmín \rightarrow MR = 1.2 M. agrietamiento

B) SECCION CON PRESFUERZO PARCIAL

As \rightarrow MR = (1.5 - 0.31 p) M. agrietamiento

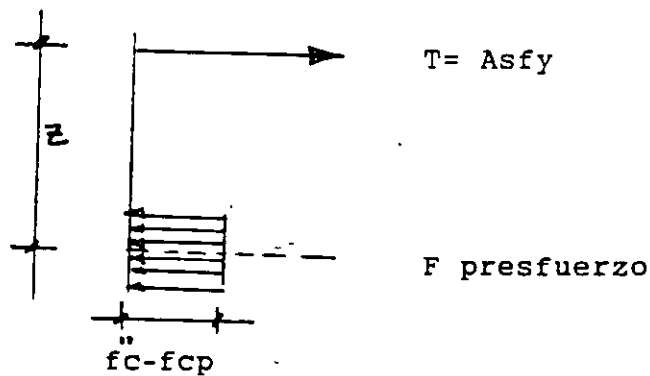
C) REFUERZO MAXIMO

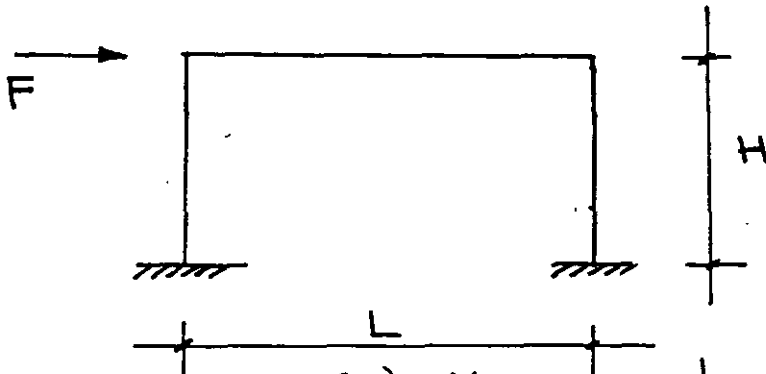
$$\epsilon_{sp} \geq \frac{\epsilon_{y p}}{0.75}$$

($\epsilon_{y p} \approx 0.01$)

C O N C R E T O P R E F A B R I C A D O (RDF 1987)

- 1) Resistencia conexiones ≥ 1.3 Valor acción interna
- 2) $Q = 2$ (salvo demostración de requisitos, $Q=3$)
- 3) En conexiones, la resistencia $f'c > \begin{matrix} f'c \text{ losa } \acute{o} \\ f'c \text{ viga} \end{matrix}$
- 4) Acero en conexiones $\leq 4,200 \text{ Kg/cm}^2$
- 5) Superficies acabado rugoso 5mm de espesor
- 6) Al revisar vigas prefabricadas tomar en cuenta reducción de capacidad del concreto debido al presfuerzo.

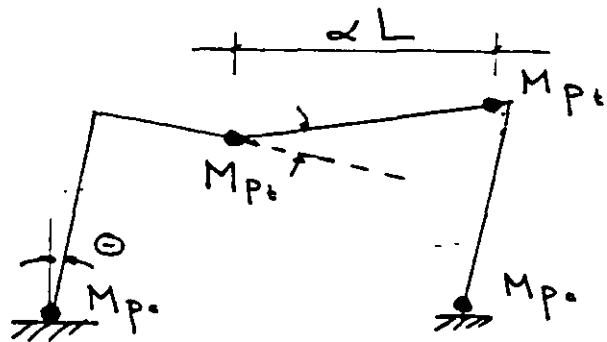




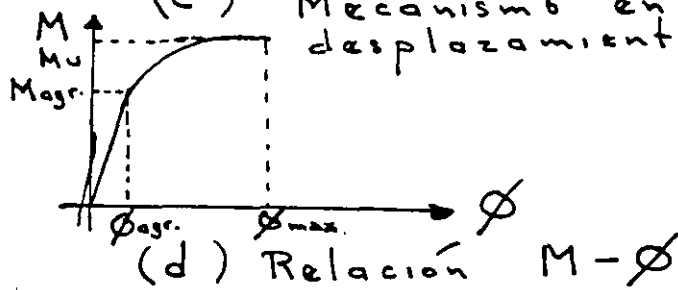
(a) Marco sujeto a fuerza sísmica

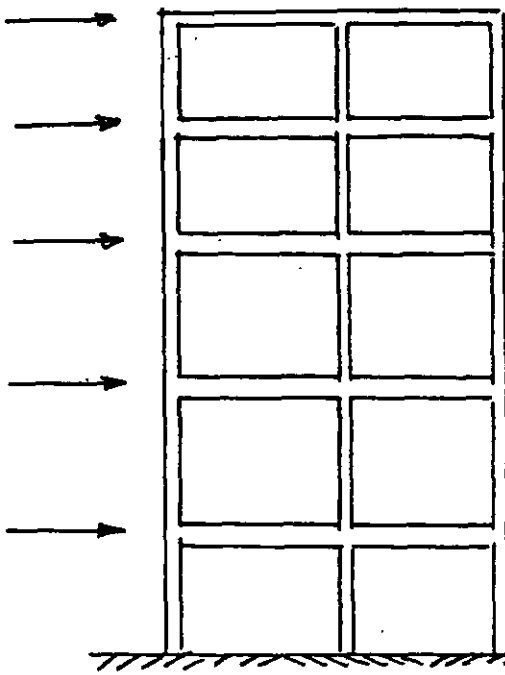


(b) Mecanismo de columnas



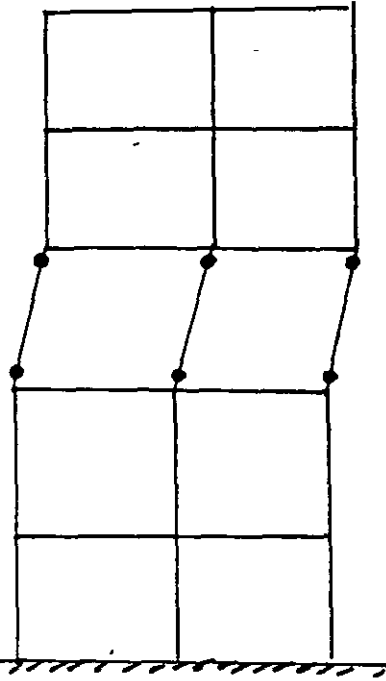
(c) Mecanismo en traves con desplazamiento





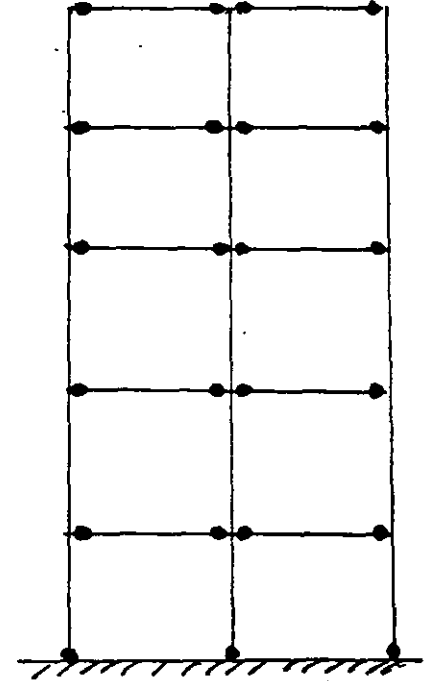
(a)

Marcos
Rígidos



(b)

Mecanismo de
columnas



(c)

Mecanismo
de trabes

MECANISMOS DE COLAPSO BAJO
FUERZAS SISMICAS

REGLAMENTO ACI 318 - 83

Zonas alta, baja y moderada sismicidad.

Requerimientos con base en la disipación de energía en el rango no lineal de respuesta.

Resistencia a flexión de cables adheridos y no adheridos.

Límites de refuerzo en flexión.

1) Acero presforzado únicamente.

$$\omega_p = \frac{e_{pfps}}{f'c} \leq 0.36 \beta_1 ; e_p = \frac{A_{sp}}{bd_r}$$

2) Acero presforzado y no presforzado.

$$\omega_p + \frac{d}{d_p} (w-w') \leq 0.36 \beta_1$$
$$w = \frac{e f_y}{f'c} ; w' = \frac{e' f_y}{f'c}$$
$$e = \frac{A_s}{bd} \quad \text{y} \quad e' = \frac{A's}{bd}$$

Redistribución de momentos

$$20 \left(1 - \frac{\frac{d}{d_p} (w_p - w')}{0.36 \beta_1} \right) \quad \text{9.}$$

RECOMENDACIONES DE LA FIP PARA EL DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS.

Se presentan a continuación un resumen de las principales recomendaciones.

1) Se considerarán dos estados límite de sismo: moderado y severo. En sismos severos la estructura no debe fallar, debiendo formarse un número significativo de articulaciones plásticas capaces de disipar energía.

2) Son válidos los análisis estático o dinámico para determinar las fuerzas sísmicas y las estructuras deberán analizarse en dos direcciones principales.

3) La ductilidad por flexión debe asegurarse mediante la posición de articulaciones plásticas bajo sismos severos. En esas articulaciones el eje neutro debe estar a $0.25h$ en puntos donde ocurran inversión de momentos y el momento último deberá ser como mínimo 1.3 el momento de ruptura.

4) En las articulaciones plásticas, todo el cortante deberá ser tomado con estribos.

5) De preferencia los cables deberán lechadearse.

6) Los anclajes de presfuerzo deberán colocarse en zonas - alejadas a las de máximos esfuerzos como lo son las articulaciones plásticas.

7) Las uniones trabe-columna deberán diseñarse en tal forma que aseguren que la falla por cortante no ocurre en el núcleo de la unión.

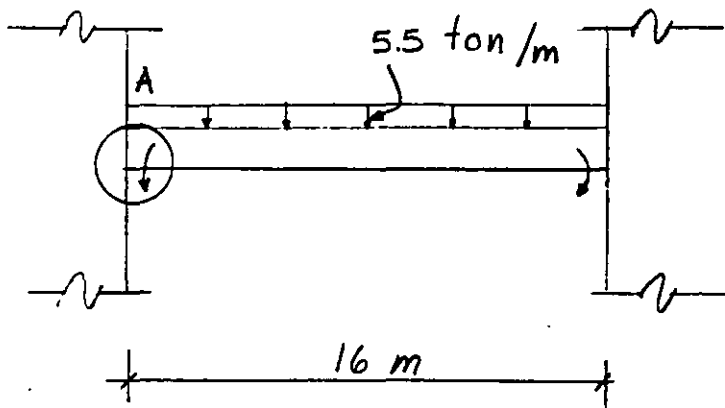
Una consideración importante en las Recomendaciones de Nueva Zelanda para estructuras presforzadas en zonas sísmicas es - la de tomar un coeficiente de 20% mayor que las de concreto reforzado. Como un intento que permita incrementar la respuesta en estructuras presforzadas (5).

6.- EJEMPLOS

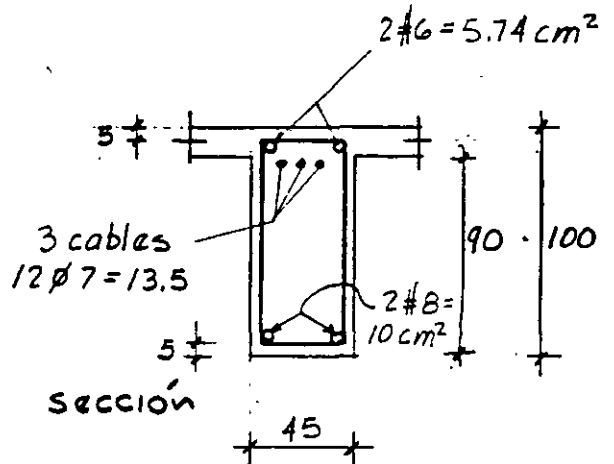
6.1.- Trabe postensada.

6.2.- Trabe pretensada.

EJEMPLO 1.- Verificar si la sección propuesta en concreto prestozado cumple los requisitos del reglamento del D. F. Los elementos mecánicos son los de servicio.



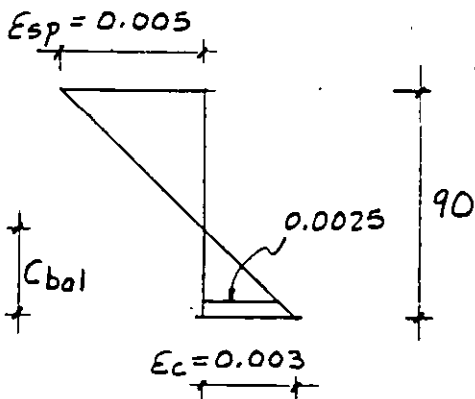
C.M.
 $M + C.V. = -75 \text{ tm}$
 $M \text{ sismo} = -50 \text{ tm}$



Características de materiales:
 $f'_c = 300 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{sp} = 13,000 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4,000 \text{ Kg/cm}^2$

SOLUCION .-

a) Verificación de limitación de acero



$$C_{bal} = \frac{90 \times 0.003}{0.008} = 33.7 \text{ cm}$$

$$\therefore A_{bal} = 0.8 \times 33.7 = 27 \text{ cm}$$

Calculo de resistencias reducidas:

$$f^*_c = 0.8 \times 300 = 240 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''_c = 0.8 f^*_c = 192 \text{ Kg/cm}^2$$

La fuerza de compresión valdrá:

$$C_{bal} = 45 \times 27 \times 192 + 10 \times 4000$$

$$= 233\,280 + 40\,000 = 273\,280 \text{ Kg}$$

$$\therefore T_{bal} = 273.3 \text{ ton}$$

De acuerdo con el reglamento del D.F.

$$T_{m\acute{a}x.} = 0.75 T_{bal} = 0.75 \times 273.3 = 204 \text{ ton}$$

En la sección propuesta, suponiendo la fluencia del acero de pretuerzo:

$$T = A_{sp} f_{yp} + A_s f_y$$

$$= 13.5 \times 13\,000 + 5.74 \times 4\,000$$

$$= 175\,500 + 22\,960 = 198.4 \text{ ton}$$

$$\therefore T \leq T_{m\acute{a}x.} \quad \text{o.k.}$$

b) Cálculo del momento resistente

Suponiendo la fluencia del acero de pretuerzo:

Por equilibrio de fuerzas:

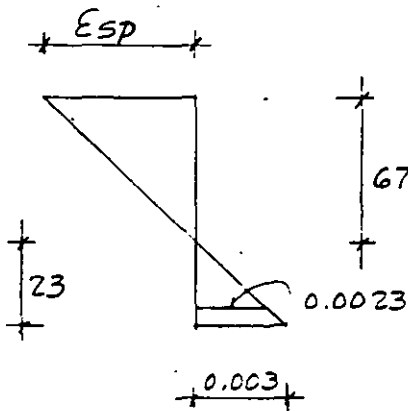
$$C = 45 \times 192 \times a + 10 \times 4000$$

$$T = 175.5 + 22.9 = 198.4$$

$$a = \frac{158,400}{8640} = 18.3 \text{ cm}$$

$$c = \frac{18.3}{0.8} = 23 \text{ cm}$$

Verificando el tipo de falla



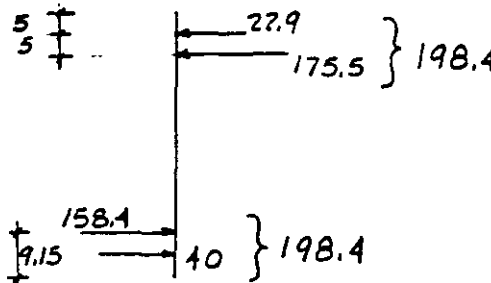
$$E_{sp} = \frac{6.7}{23} \times 0.003 = 0.0087$$

$$E_{sp \text{ total}} = 0.005 + 0.0087 = 0.0137$$

$$E_{sp} > E_y$$

∴ El acero de pretuerzo fluye y la suposición es correcta.

El momento resistente valdrá:


$$z = 100 - 8.31 - 9.42 = 82.2 \text{ cm}$$

$$M_{\text{resist.}} = \phi C_z = \phi T_z$$

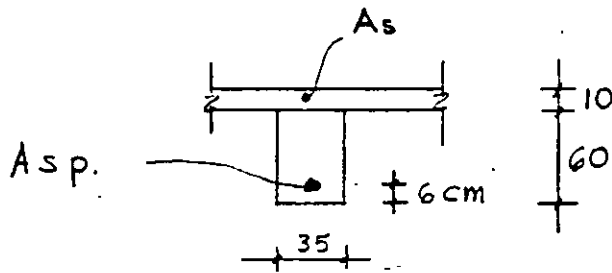
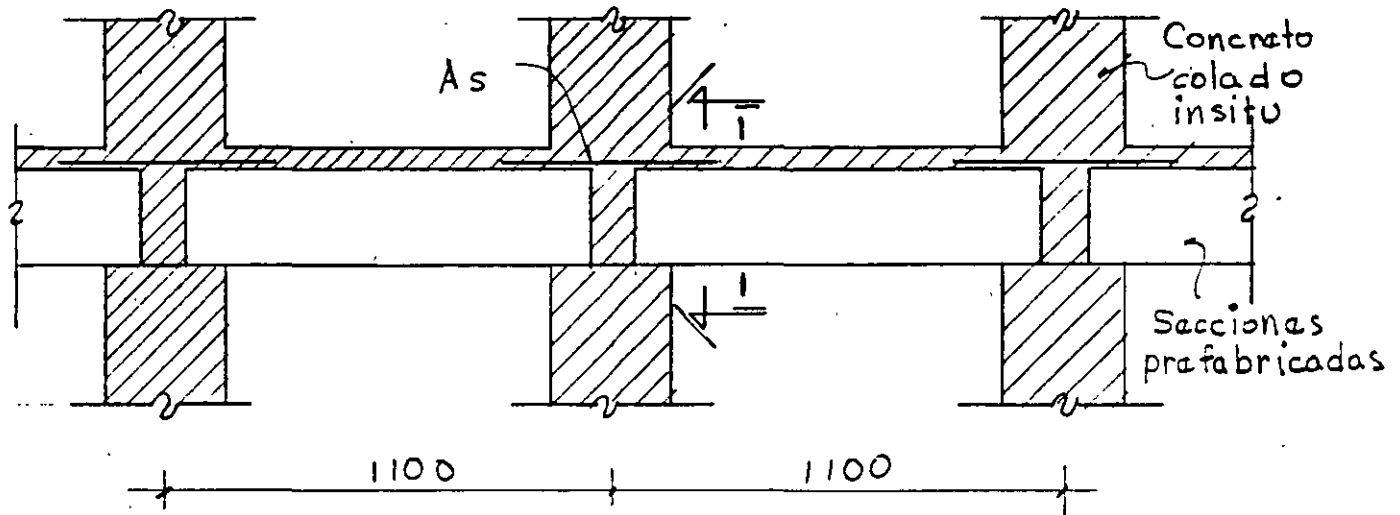
$$\begin{aligned} M_{\text{resist.}} &= 0.9 \times 198.4 \times 0.82 \\ &= 146.4 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$M_{\text{actuante}} = (75 + 50) 1.1 = 137 \text{ tm}$$

$$M_{\text{resist}} > M_{\text{actuante}}$$

∴ La sección y armado propuestos sí cumplen los requisitos del reglamento del D. F. en flexión.

EJEMPLO 2.- Calcular el área de aceros de refuerzo en la viga pretensada de la figura para momento negativo debido a carga viva y sismo.



CORTE 1-1

$$M_{c.v.} = -10 \text{ tm}$$

$$M_{\text{sismo}} = -16 \text{ tm}$$

$$f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{sp} = 15,000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_{sp} = 6 \text{ torones } 1/2''$$

SOLUCION

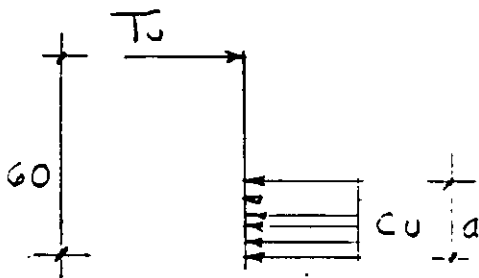
1) Cálculo del área acero para momento negativo.

$$M_u (-) = (10 + 16) 1.1 = 28.6 \text{ t m}$$

$$A_s \approx \frac{M_u}{0.9 \times 0.85 d \times f_y} = \frac{28.6 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 65 \times 1000} = 14.5 \text{ cm}^2$$

Se pondrán 2#8 + 2#6 \rightarrow A_s 15.7 cm².

Estableciendo el equilibrio en el apoyo:



$$C_u = T_u$$

$$C_u = (22.4 - f_{cp}) 35 a$$

$$T_u = 15.7 \times 4000$$

$$T_u = 62,800 \text{ Kg.}$$

compresión
debida al prefuerzo

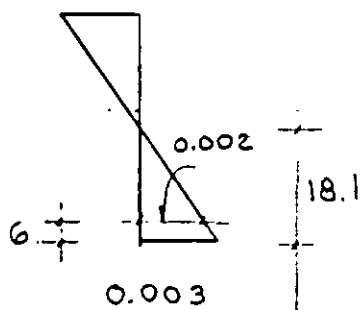
Suponiendo una compresión debida al prefuerzo de 100 Kg/cm².

$$a = \frac{62800}{124 \times 35} = 14.5 \text{ cm}$$

$\therefore c = \frac{14.5}{0.8} = 18.1 \text{ cm}$; verificando la falla se confirma la fluencia del acero. As

verificando ahora la compresión supuesta en el concreto :

Del diagrama de deformaciones obtenido:



$$\epsilon_{sp} = 0.002$$

La deformación del acero al tensarse se supuso de 0.005

$$\epsilon_{sp} = 0.005 - 0.002 = 0.003$$

$$f_{sp} = \epsilon_{sp} \times E_s = 0.003 \times 2 \times 10^6$$

$$= 6,000 \text{ Kg/cm}^2$$

La fuerza de prestuerzo valdrá:

$$F = 6000 \times 0.93 \times 6 = 33480 \text{ Kg}$$

y la compresión en el concreto debida al prestuerzo será:

$$f_{cp} = \frac{33480}{35 \times 14.1} = 67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$67 \neq 100 \text{ Kg/cm}^2 \text{ supuestos}$$

Haciendo un segundo tanteo con el promedio de los dos: 80 Kg/cm^2 y repitiendo el proceso anterior, se tendrá:

$$a = \frac{62800}{144 \times 35} = 12.5 \text{ cm}$$

$$c = 15.6 \text{ cm}$$

$$Esp = 0.0018$$

$$\therefore Esp \text{ final} = \underbrace{0.005}_{\text{al tensar}} - 0.0018 = 0.0032$$

$$Esp = 0.0032 \times 2 \times 10^6 = 6400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F = 6400 \times 0.93 \times 6 = 35712 \text{ Kg}$$

$$f_{cp} = \frac{35712}{35 \times 12.5} = 81 \text{ Kg/cm}^2$$

$$80 \approx 81 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{o.k.}$$

El momento resistente valdrá:

$$M_{resist} = \phi T_v z$$

$$= 0.9 \times 62\,800 \left(60 - \frac{12.5}{2} \right)$$

$$= 30.4 \text{ tm} > 28.6 \text{ tm}$$

Nota.- La condición de $T < T_{bal}$ se cumple con amplio margen, ya que el valor de T_{bal} es de 108.86 ton.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA

MODULO IV: DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA:

**COMPORTAMIENTO DE MATERIALES Y ELEMENTOS DE
ESTRUCTURALES ANTE CARGAS REPETIDAS**

**EXPOSITOR: DR. OSCAR LOPEZ BATIZ
1997**

DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

TEMA 1: COMPORTAMIENTO DE MATERIALES Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES ANTE CARGAS REPETIDAS (Texto: Capitulo 13 de la Ref. 1 pp 381 a 422)

1. *Características que definen la respuesta sísmica*

La respuesta sísmica de una estructura depende de sus características carga-deformación ante cargas dinámicas alternadas.

La filosofía implícita en los reglamentos de diseño admite que las estructuras sobrepasen el intervalo de comportamiento elástico bajo el efecto del sismo de diseño. Interesa por tanto el comportamiento hasta la ruptura.

La respuesta de la estructura completa depende de la de los elementos que la componen y esta de la de las secciones y de los materiales. Es necesario entonces conocer las relaciones esfuerzo-deformación de los principales materiales y elementos estructurales.

Una relación carga-deformación típica ante carga monótonicamente creciente se muestra en la fig 1. Los parámetros de la curva que interesan son rigidez, resistencia y ductilidad. De la rigidez dependen no solo las deformaciones que va a presentar la estructura bajo una acción dada, sino también la magnitud de la acción sísmica que esta va a tener que soportar. De la ductilidad depende esencialmente la capacidad de disipar la energía del sismo. Para muchos materiales es válida una idealización elastoplástica de la relación carga-deformación.

El factor de ductilidad Δ_u / Δ_y es la medida más común de la ductilidad; un material frágil tiene factor de ductilidad cercano a uno, como por ejemplo el concreto no reforzado sujeto a tensión; el acero de grado estructural puede alcanzar factores de ductilidad superiores a 20.

La ductilidad de una estructura en su conjunto es generalmente mucho menor que la ductilidad local que puede desarrollar una sección: depende del número de secciones que entran en fluencia antes del colapso de la estructura,

fig 2. Para el comportamiento sísmico de una estructura interesa su ductilidad global; para lograr un factor de ductilidad global alto se requiere que las secciones individuales tengan ductilidades grandes y que en el mecanismo de colapso de la estructura intervenga el mayor número posible de articulaciones plásticas.

Ante repeticiones de cargas alternadas la relación carga-deformación se modifica en forma más importante mientras más se sobrepase el intervalo "Elastico" de comportamiento, fig 3b. Las curvas descendentes (de descarga) difieren cada vez más de las de carga y se forman "lazos" o ciclos histeréticos. La respuesta sísmica depende fundamentalmente del área incluida en los lazos histeréticos que define la energía disipada por la estructura y por tanto su amortiguamiento histerético, fig 4.

En algunos materiales y en ciertos elementos estructurales las curvas histeréticas se asemejan a las de un comportamiento *elastoplástico* perfecto, fig 3c, en los que la curva para el primer ciclo de carga se mantiene aproximadamente constante ante repeticiones de ciclos y se tiene una gran capacidad de disipación de energía a través de ciclos histeréticos estables.

Otros materiales dan lugar también a ciclos histeréticos estables pero con una forma radicalmente distinta a la del primer ciclo y que incluye un área mucho menor que la que se tiene en un comportamiento elastoplástico, fig 3d; finalmente en otros casos se tiene un deterioro progresivo de rigidez y resistencia, fig 3e, que representa un daño irreversible en la estructura y una reducción progresiva de su capacidad de absorción de energía.

Se han propuesto diversos modelos teóricos del comportamiento histerético, los cuales se emplean para estudiar el comportamiento dinámico no lineal de estructuras (Masing, Ramberg-Osgood, Trilinear, etc).

El comportamiento sísmico en el intervalo inelástico depende esencialmente de las características de los ciclos histeréticos, el parámetro *ductilidad* no es suficiente para definir el comportamiento sísmico ya que a un mismo factor de ductilidad pueden corresponder capacidades muy distintas de disipación de energía.

Comportamiento ante cargas dinámicas y estáticas: La mayoría de los estudios sobre el comportamiento inelástico de estructuras se han realizado con ensayos ante pocos ciclos de carga estática alternadas. Se ha considerado siempre que esto es conservador con respecto al comportamiento ante cargas dinámicas, aunque hay algunos casos en que parece no ser así.

2. *Comportamiento de materiales (medido en especímenes estándar)*

a) *Concreto simple (ref 2 pp 65 a 150)*

La curva $\bar{\sigma}-\bar{\epsilon}$ en compresión y tensión, fig 5, muestra un comportamiento frágil en ambos casos. Las deformaciones de falla son pequeñas. El microagrietamiento causa desviaciones de la linealidad a partir de $0.4 f'_c$ y produce deformaciones irreversibles.

Efecto de la velocidad de carga, fig 6. Aumenta la resistencia y la rigidez, pero disminuye las deformaciones de falla, y vuelve más frágil el comportamiento.

Efecto del confinamiento en el concreto (ver ref 3 pp 20 a 30). Al aumentar el esfuerzo de confinamiento aumentan tanto la resistencia como la capacidad de deformación, fig 7; los resultados de ensayos de compresión triaxial son extrapolables para el estudio del efecto del confinamiento proporcionado por el refuerzo transversal. La diferencia de eficacia de un zuncho espiral y de estribos se muestra en la fig 7b. Con espiral puede incrementarse resistencia y ductilidad; con estribos solo ductilidad, pero en forma mucho menor que con espiral.

Efecto de la repetición de carga, fig 8. Para repeticiones esfuerzos altos de compresión el concreto no confinado se deteriora rápidamente.

b) *Acero estructural, de refuerzo y de presfuerzo (ref 4 pp 42 a 64)*

La curva esfuerzo-deformación del acero depende de su composición química y del tratamiento a que haya sido sometido. El módulo de elasticidad es cons

tante. El esfuerzo de fluencia (real o aparente) aumenta con el contenido de carbono y puede incrementarse por una reducción de área o por torcido efectuado en frío, fig 9. La meseta de fluencia se pierde a medida que aumenta f_y y si se trabaja en frío. La relación f_u/f_y y la ϵ_u disminuyen al aumentar f_y . Los factores de ductilidad son siempre grandes, exceden de 10 aún para los aceros menos dúctiles.

El efecto de la velocidad de carga en la resistencia y en la ductilidad es poco importante.

Ante el efecto de cargas alternadas que exceden la fluencia, el límite de proporcionalidad se reduce y la $\sigma-\epsilon$ se hace más redondeada (efecto de Bauschinger); los ciclos son muy estables y no muestran deterioro (fig 10).

c) *Otros materiales*

En los metales el comportamiento es cualitativamente como el del acero.

En la mampostería varía mucho según los materiales que la compongan (piezas y morteros). La fig 11 muestra algunas curvas típicas para mampostería, ref 5. El comportamiento en general muy frágil, especialmente cuando se emplean materiales de alta resistencia. El comportamiento ante cargas alternadas muestra un deterioro total a menos que se cuente con un refuerzo adecuado.

Las propiedades de la madera varían según la especie, la densidad, el contenido de humedad y son muy sensibles a la velocidad de aplicación de la carga, fig 12. El modo de falla del material es muy frágil aunque las estructuras de madera pueden tener alta disipación de energía si se detallan adecuadamente las uniones (ver capítulo correspondiente).

3. *Comportamiento de elementos estructurales*

3.1 Vigas y columnas de concreto reforzado (ver ref 3 pp 195 a 169)

a) *Flexión*: La relación momento-curvatura de secciones de concreto

reforzado se obtiene a partir de las hipótesis básicas del comportamiento del concreto en flexocompresión. Las curvas de la fig 13 muestran la influencia en la resistencia y la ductilidad de las cuantías de acero de tensión y compresión en su relación con la cuantía balanceada. Se concluye que si la cuantía de refuerzo de tensión es muy inferior a la balanceada se obtienen grandes ductilidades (comparables a las del acero). El refuerzo de compresión es de gran ayuda en incrementar la ductilidad. El efecto del refuerzo transversal en la relación momento curvatura de vigas se ve en la fig 14. El confinamiento que este proporciona aumenta la ductilidad cuando la falla es cercana a la balanceada.

b) *Flexocompresión:* La relación momento curvatura puede calcularse con el mismo procedimiento que para elementos en flexión. La ductilidad depende del nivel de carga axial (fig 15). Para falla de compresión la ductilidad es casi nula a menos que se cuente con confinamiento importante, fig 16. Para falla de tensión se tiene cierta ductilidad, pero solo para cargas axiales muy pequeñas esta es importante.

c) *Efecto de cargas repetidas en elementos en flexocompresión:* En flexión simple y con cuantías bajas de acero el comportamiento es cualitativamente como el del acero: gran ductilidad y poco deterioro. Puede predecirse con buena aproximación empleando las hipótesis para concreto en flexocompresión. El deterioro ocurre solo para deformaciones muy altas debido al pandeo del acero de compresión. La degradación es mucho mayor cuando hay esfuerzos cortantes altos en las secciones críticas (articulaciones plásticas) o también cuando hay posibilidad de deslizamiento de las barras por adherencia, ver fig 17. Importantes estudios al respecto han sido realizados en Berkeley (ref 6), y en Nueva Zelanda. Se recomiendan estribos poco espaciados para evitar pandeo de barras y para confinar el concreto, altas cuantías de acero de compresión y despreciar la contribución del concreto a la resistencia en cortante. En el tema de estructuras de concreto se tratará con mayor detalle este punto.

Cuando hay cargas axiales importantes la ductilidad es baja y el deterioro ante repetición de cargas es importante, fig 17c.

d) *Cortante, torsión y adherencia.* El modo de falla ante cortante y torsión es netamente frágil; aún cuando exista refuerzo transversal se gana poca ductilidad y el deterioro es muy rápido. Algo similar es el comportamiento cuando hay problemas de adherencia. Por tanto deben tomarse factores de seguridad mayores contra estos efectos que contra flexión.

3.2 *Elementos de concreto presforzado* (ver ref 7 pp 49 a 81)

Su comportamiento no difiere mucho del reforzado: pueden alcanzarse las mismas ductilidades siempre que la cuantía de refuerzo sea baja ($q \approx 0.2$) y el nivel de carga vertical también. El admitir que ante el sismo de diseño fluya el acero de presfuerzo es debatible, porque si fluye se pierde el presfuerzo y es difícil restaurarlo.

Ante cargas repetidas el comportamiento es distinto: fig 18; se tiene mucho menos disipación de energía; por tanto para resistir un mismo sismo se requiere mayor resistencia o mayor deformación inelástica que en concreto reforzado, fig 19.

El empleo de elementos continuos presforzados es poco usual.

3.3 *Elementos de acero estructural* (ver ref 8 pp 125 a 159)

El comportamiento en flexión es sumamente dúctil, pero la ductilidad puede verse afectada por pandeo local o pandeo lateral después de la fluencia, fig 20. El efecto de Bauschinger suaviza el acero y lo hace más propenso al pandeo. Hay que restringir las dimensiones de las secciones para asegurar la plastificación total sin que ocurra pandeo o colocar atiesadores poco espaciados. Secciones compactas. En columnas la capacidad de rotación es muy reducida. La práctica recomendable es sobrediseñar las columnas de manera que las articulaciones plásticas se formen en las vigas.

Ante cargas alternadas los ciclos son muy estables (si no hay problemas de pandeo) y hay gran disipación de energía, fig 21.

Hay que tener cuidado con las uniones: deben sobrediseñarse porque normalmente son menos ductiles que las secciones de las vigas.

3.4 Muros

Son elementos que proporcionan gran rigidez a las estructuras y frecuentemente se requieren en edificios de mediana o gran altura para limitar las deflexiones a valores admisibles.

a) *Muros de concreto* (ver ref 3 pp 610 a 660). Su comportamiento depende esencialmente de su relación altura a longitud H/L (o más correctamente de $\frac{M}{VL}$). Usualmente $H/L > 2$ y son por lo tanto elementos de flexión con bajos niveles de carga axial. Se comportan como vigas; mucha ductilidad, fig 22. Ante cargas alternadas su absorción de energía es alta y su deterioro bajo si rige flexión, fig 23. Si rige cortante mucho deterioro, fig 24. En muros bajos rige cortante casi siempre y la falla es poco dúctil y hay mucho deterioro. Problemas en las vigas que acoplan los muros entre sí o con marcos (se verán con más detalle en el tema de Estructuras de Concreto).

b) *Muros de mampostería*: (ver ref 9). Son elementos rígidos y frágiles; aceptan muy poca deformación lateral. Requieren de confinamiento y/o refuerzo para tener cierta ductilidad, fig 25. Tienen mucho deterioro especialmente si las piezas son huecas. Pueden diseñarse para que rija flexión, entonces el comportamiento puede ser mucho más favorable.

REFERENCIAS

1. N M Newmark y E Rosenblueth "Fundamentals of Earthquake Engineering" Prentice Hall, 1971
2. A M Neville "Properties of Hardend Concrete" en *Reinforced Concrete Engineering*, editado por B Bresler. Vol 1, Cap 3, J Wiley, 1974
3. R Parks y T Paulay "Reinforced Concrete Structures" J Wiley, 1975
4. J F McDermott "Reinforcing Steel" en *Reinforced Concrete Engineering* Vol 1 Cap 2 editado por B Bresler, J Wiley, 1974
5. R Meli y A Reyes "Propiedades Mecánicas de la Mampostería" Instituto de Ingeniería, Informe No. 288 (Jul 1971)
6. V V Bertero y E P Popov "Hysteretic Behavior of Ductile Moment-Resisting Reinforced Concrete Frame Components" Report No EERC 75-16 Univ of California, Berkeley, 1975
7. R W G Blakeley "Prestressed Concrete Design" en *Structural Design for Earthquakes*, publicado por Centre for Continuing Education, The University of Auckland N. Zeland 1972
8. G W Butcher "Steel Design" en *Structural Design for Earthquakes*, publicado por Centre for Continuing Education, Univ of Auckland, N Z 1972
9. R Meli "Comportamiento sísmico de muros de mampostería", Instituto de Ingeniería, Informe No. 352 Abr 1975

REFERENCIAS ADICIONALES

- J A Blume, N M Newmark y L H Corning "Design of Multistory Reinforced Concrete Buiding for Earthquake Motions" Portland Cement Association, 1961
- D J Dowrick "Earthquake Resistant Design", J Wiley, 1977

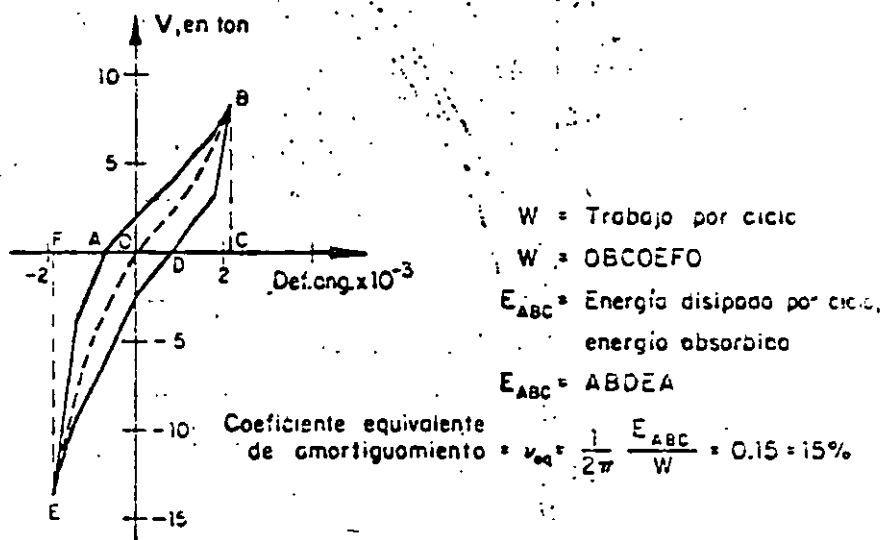
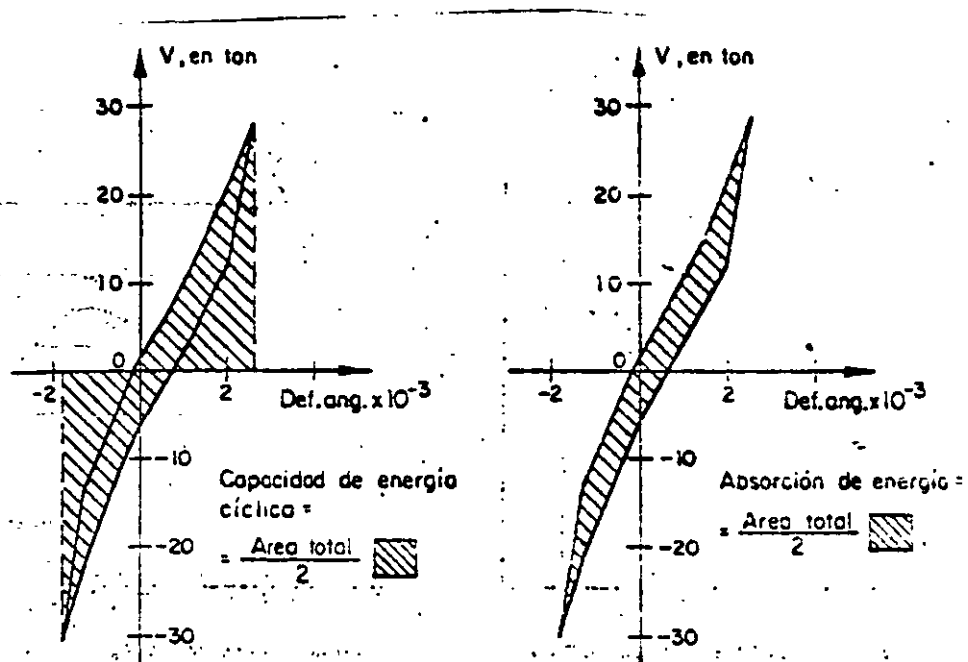
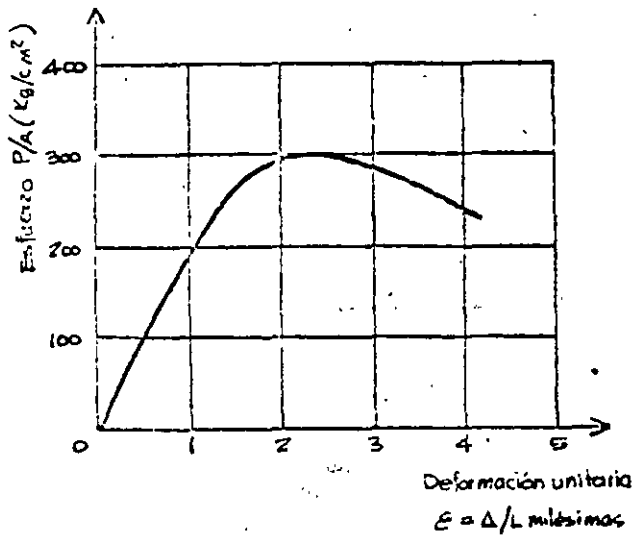


Fig 4 Definición de términos relacionados con la capacidad de disipación de energía



CURVA ESFUERZO-DEFORMACION DEL CONCRETO EN COMPRESION

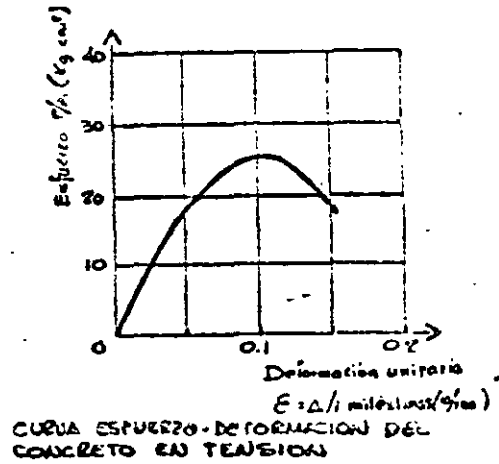


Fig 5 Curvas esfuerzo deformación del concreto simple

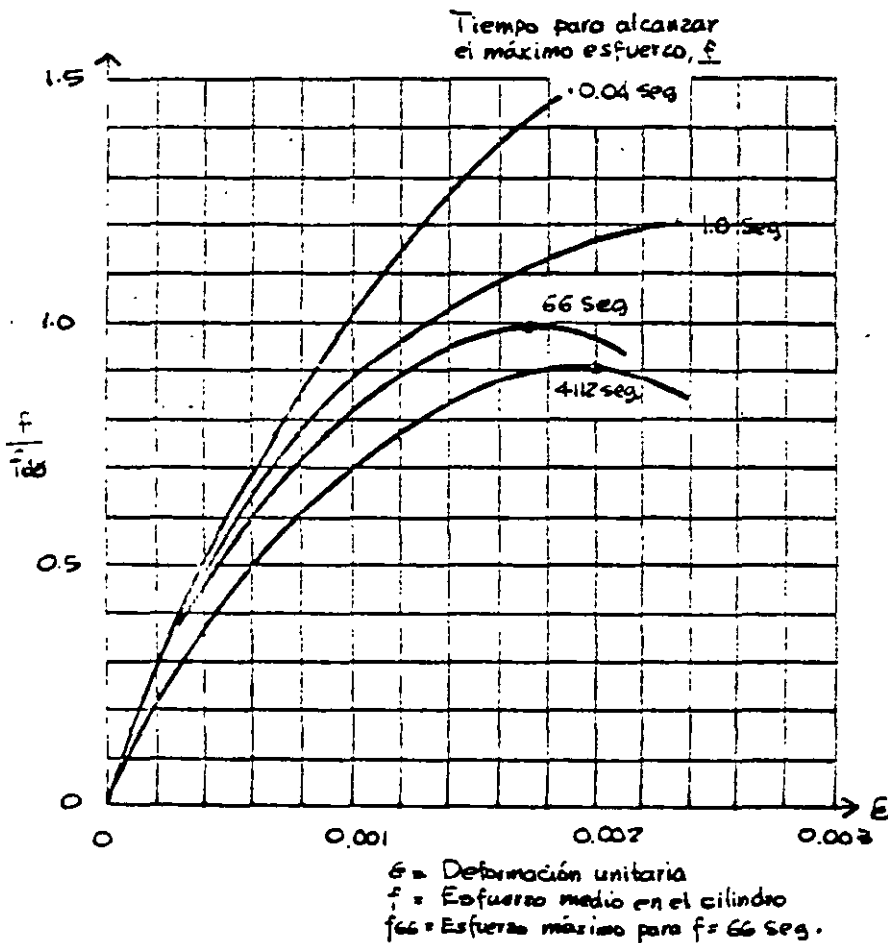
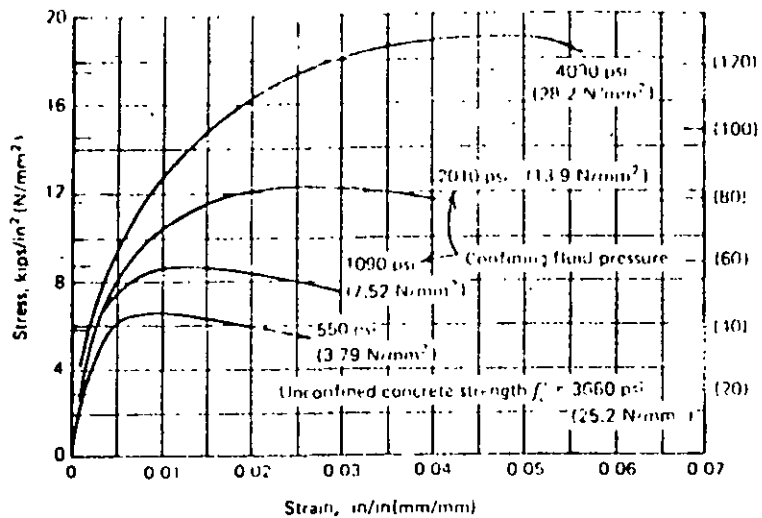
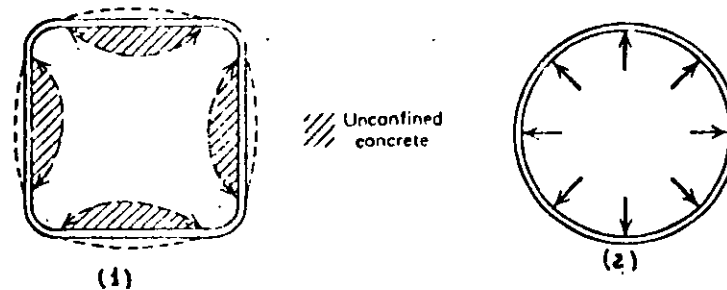


Fig 6 EFECTO DE LA VELOCIDAD DE CARGA (Hatanaka²¹)

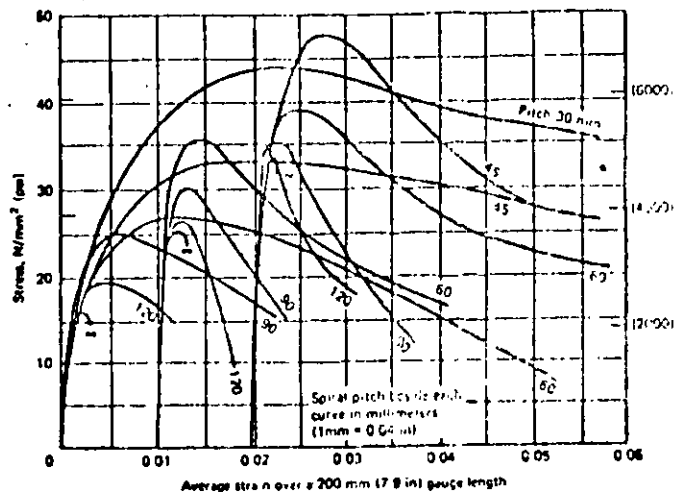


$$f'_{cc} = f'_c + 4.1f_l$$

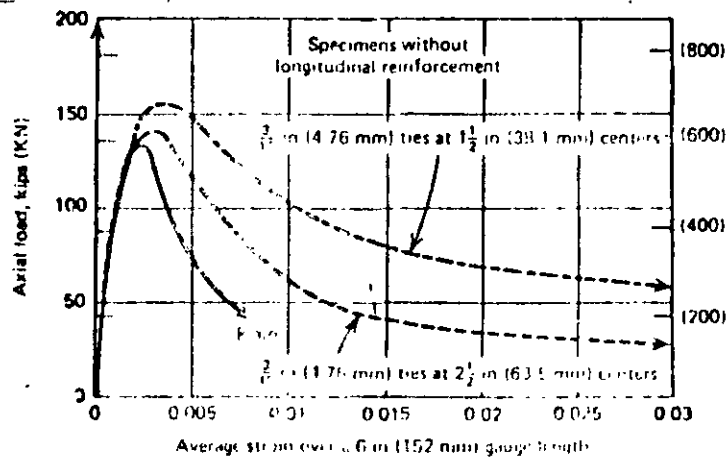
a) Resultados de ensayos a compresión triaxial



b) Confinamiento proporcionado por estribos (1) y por hélices (2)



c) Curvas esfuerzo deformación de cilindros de concreto reforzados con hélices 6.5 mm de diámetro, de acero grado estructural y distintos espaciamientos



d) Curvas esfuerzo deformación de prismas de concreto con diversos contenidos de estribos

Fig 7 Efecto del confinamiento en la curva esfuerzo deformación

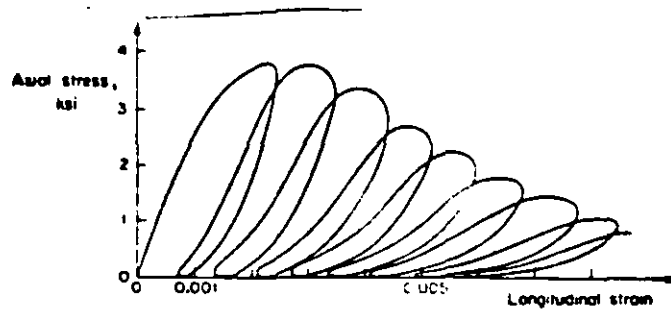


Fig 8 Efecto de la repetición de esfuerzos de compresión en el concreto simple

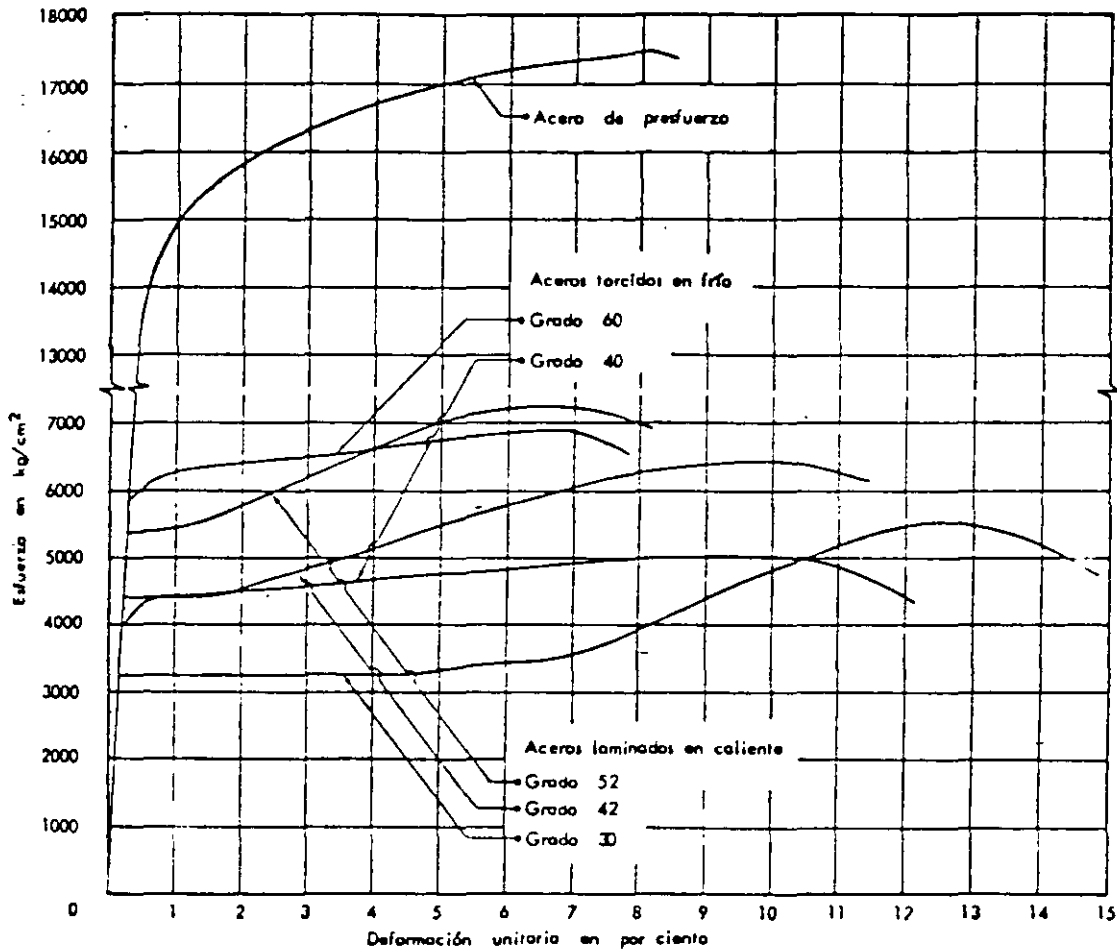


Fig 9 Curvas típicas esfuerzo-deformación para distintos tipos de acero de refuerzo

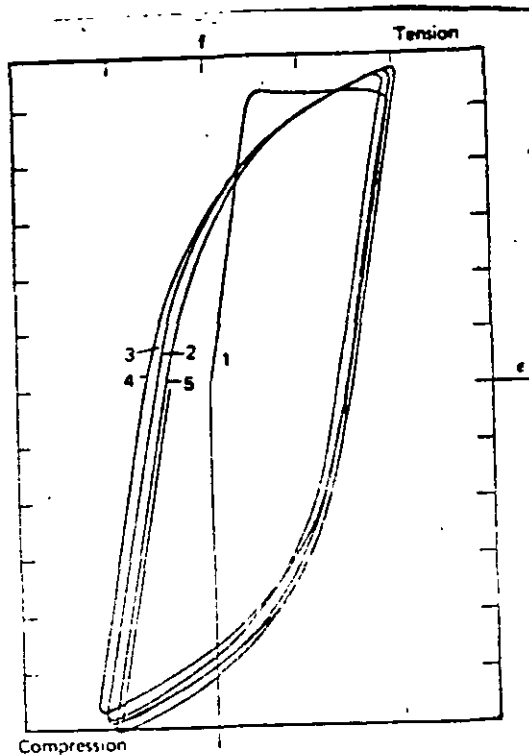


Fig 10 Ciclos histeréticos en una barra de refuerzo

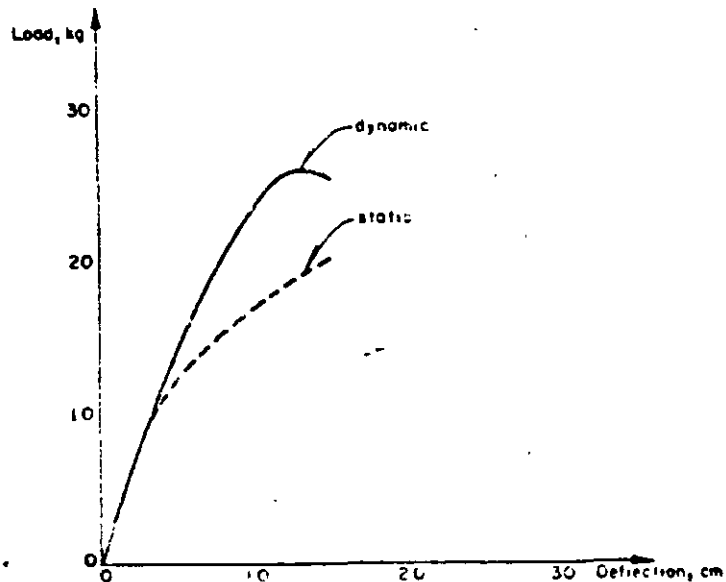


Fig 12 Curvas carga-deformación estática y dinámica para la madera

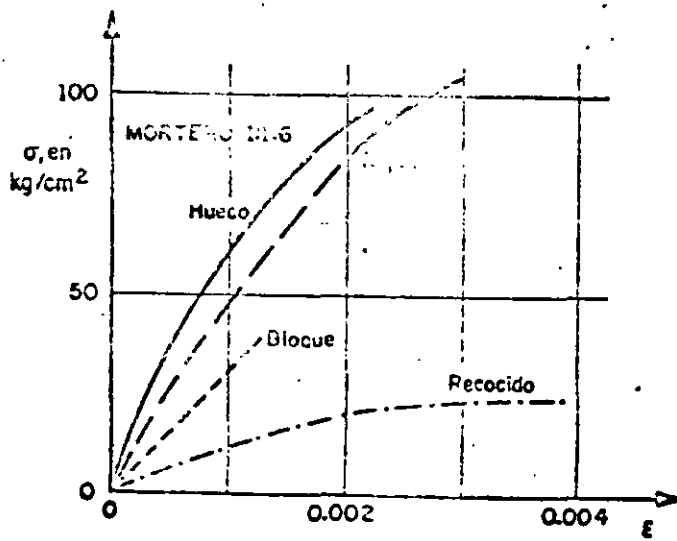
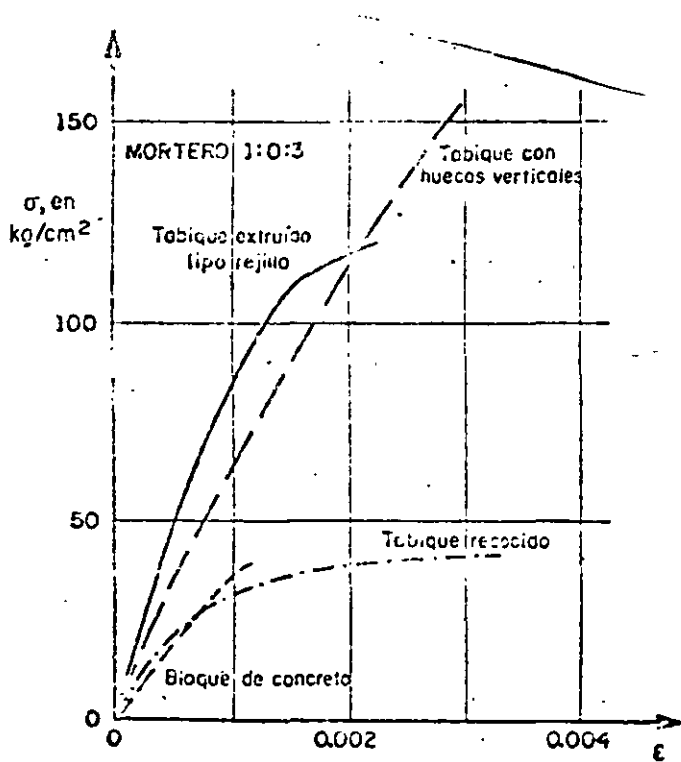


Fig 11 Curvas carga-deformación para mampostería en compresión

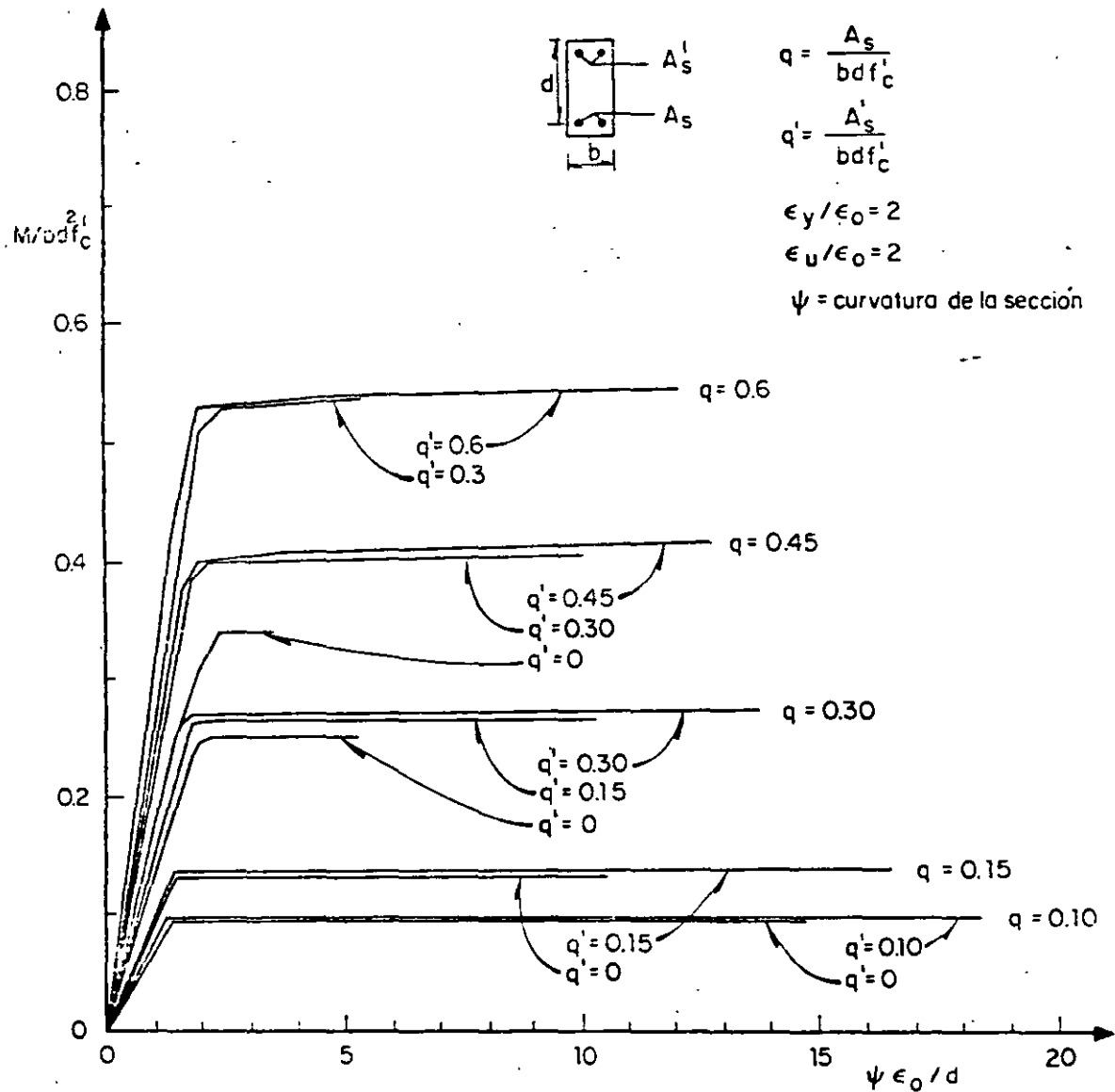
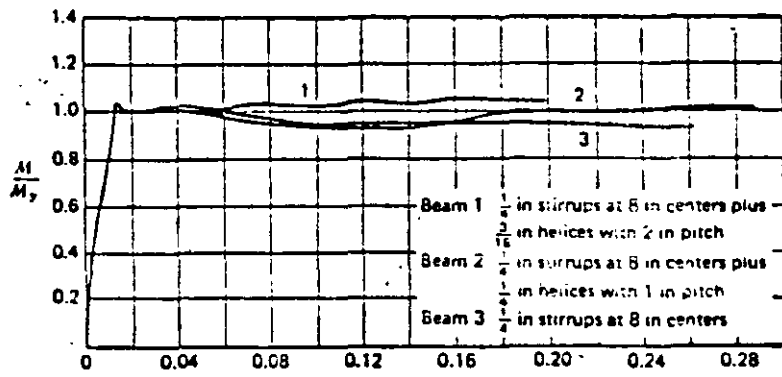
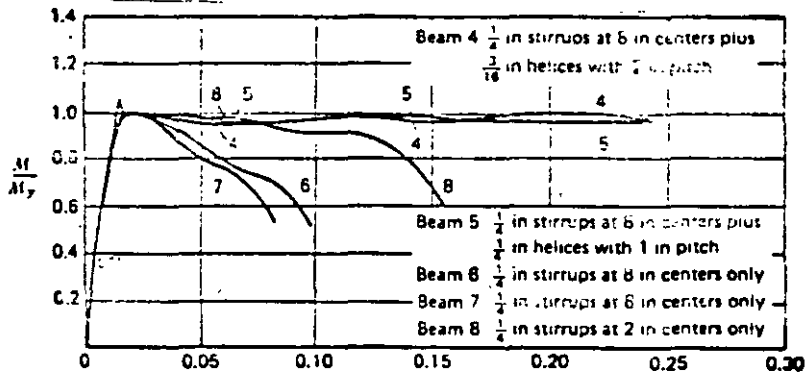


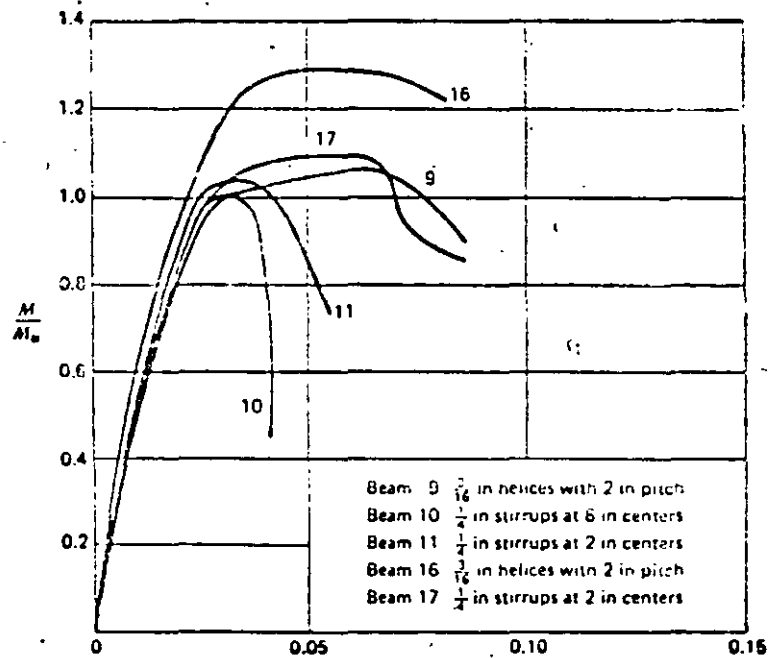
Fig 13 Relaciones Momento-Curvatura para secciones de concreto reforzado sujetas a flexión



a) Vigas subreforzadas

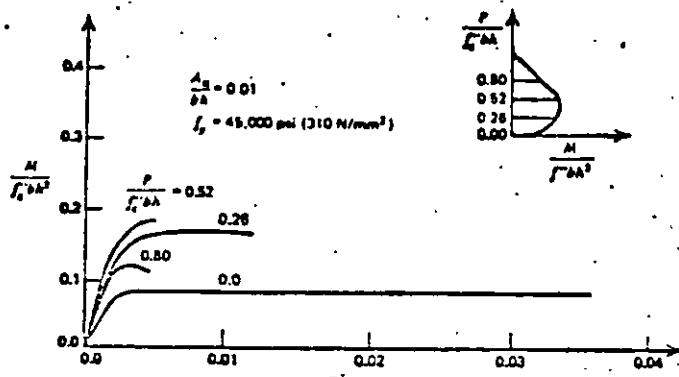


b) Vigas con falla balanceada

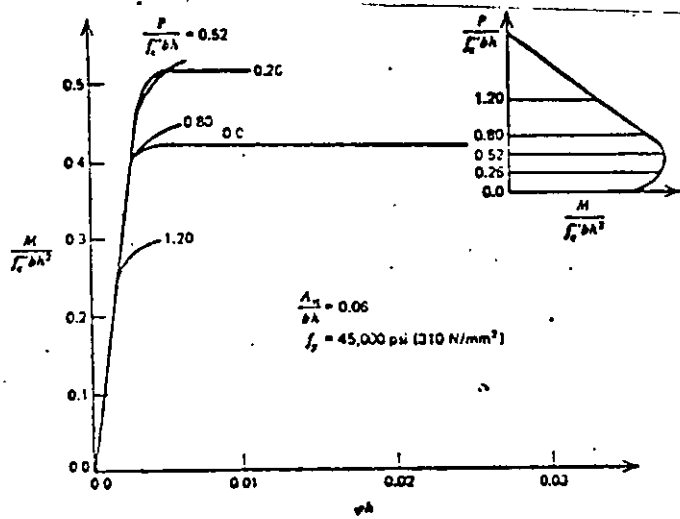


c) Vigas sobreforzadas

Fig 14 Efecto del refuerzo transversal en la relación momento-curvatura de concreto reforzado sujeto a flexión



a) Columna con baja cuantía de refuerzo



b) Columna con alta cuantía de refuerzo

Fig 15 Relaciones momento-curvatura de secciones de concreto sujetas a flexocompresión

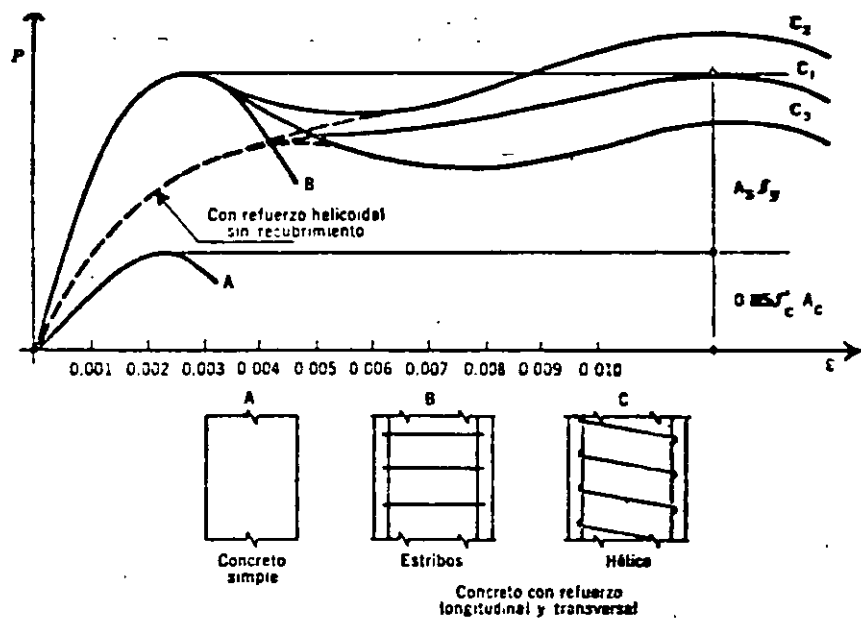
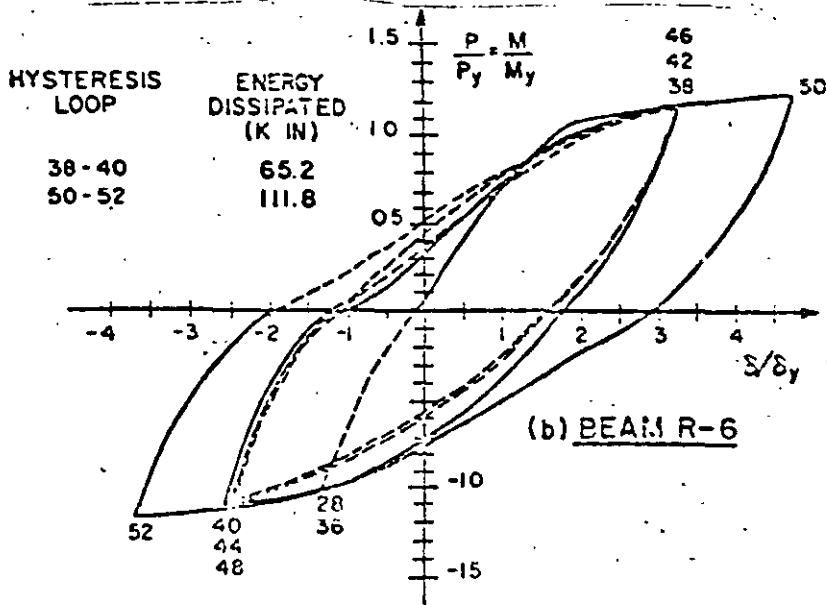
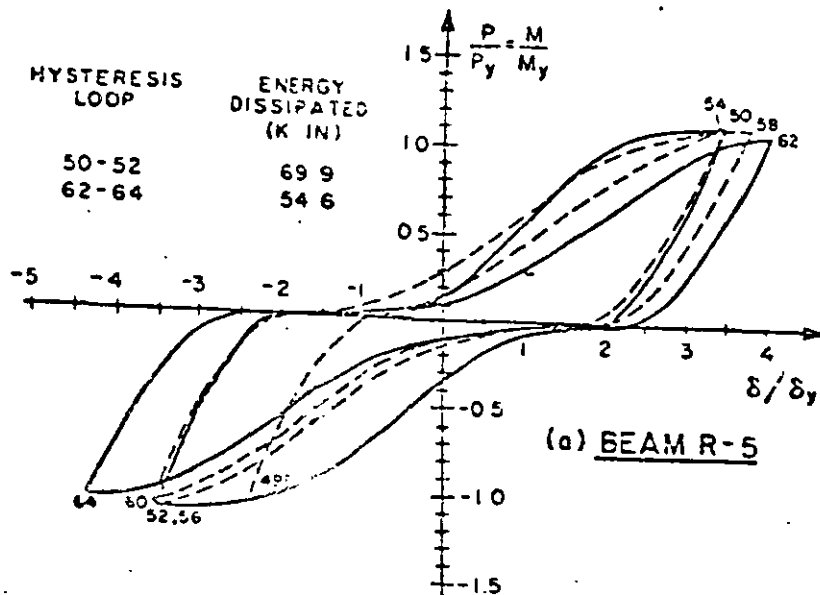


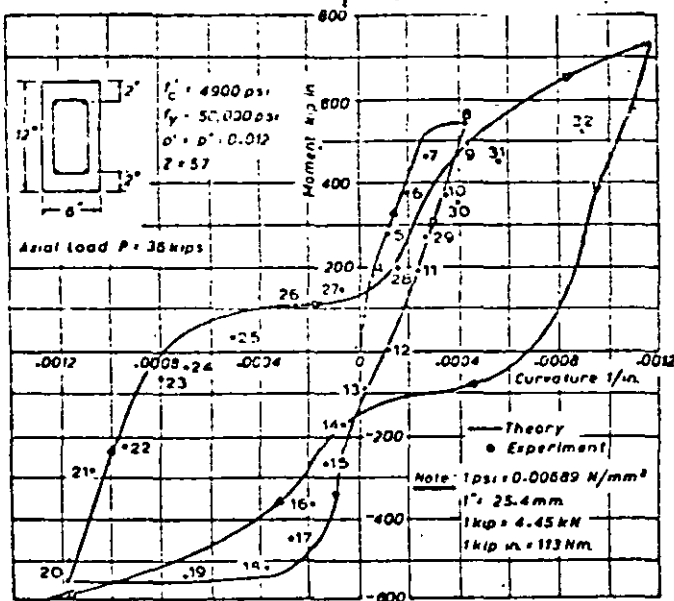
Fig 16 Efecto de confinamiento en la ductilidad de columnas



a) Falla por flexión con esfuerzos cortantes bajos

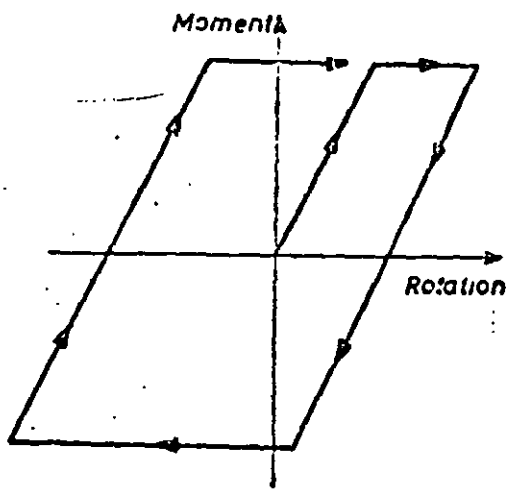


b) Falla por flexión con esfuerzos cortantes altos

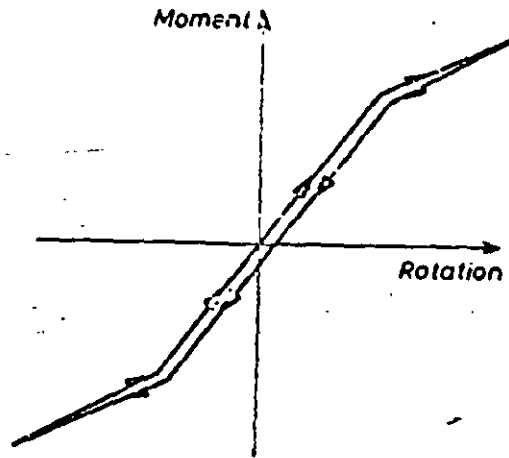


c) Columna con carga axial baja

Fig 17 Comportamiento histerético de secciones de concreto reforzado



a) Concreto reforzado



b) Concreto presforzado

Fig 18 Comparación del comportamiento histerético del concreto reforzado y presforzado

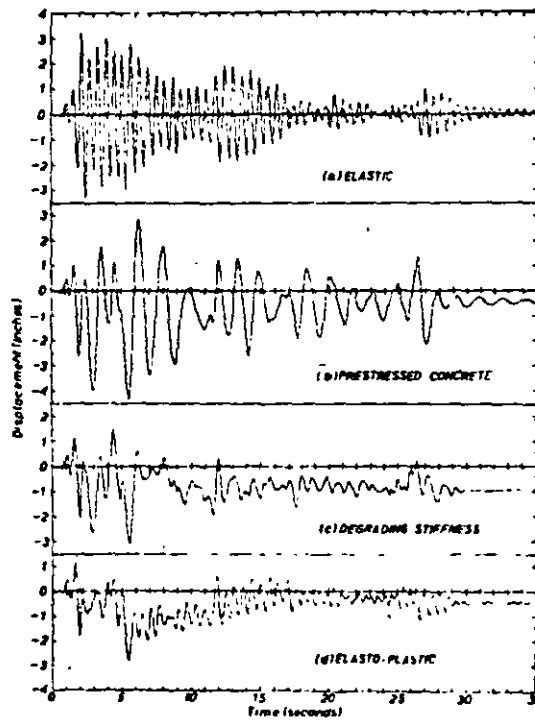
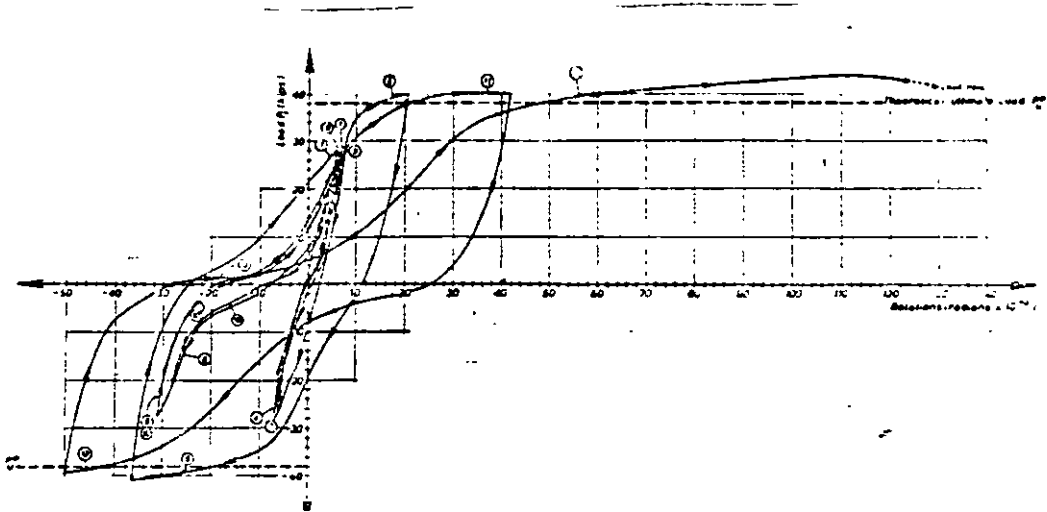
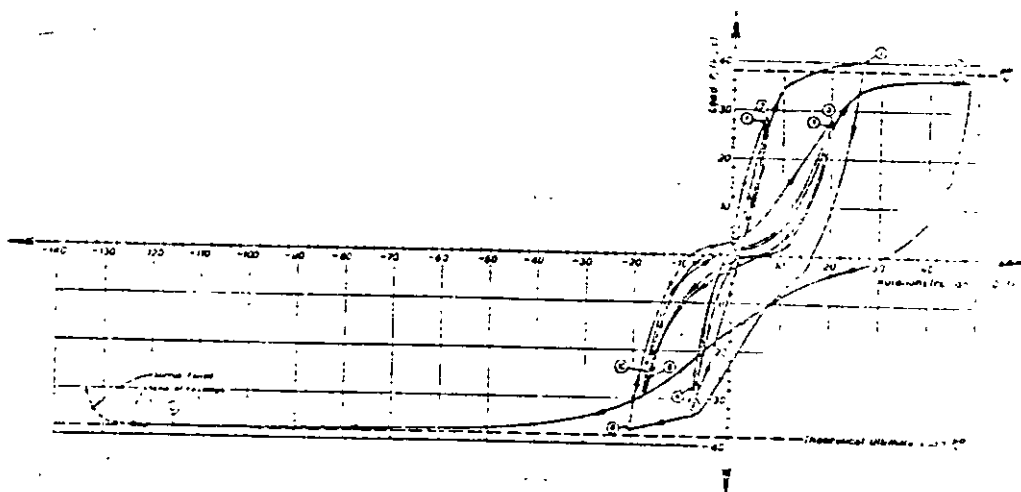


Fig 19 Comparación de deformaciones ante un sismo de un elemento de concreto reforzado y uno presforzado

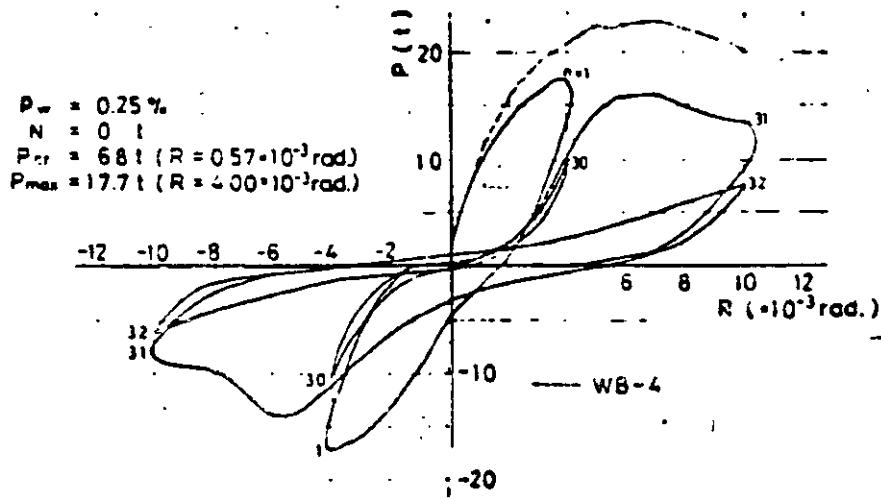


a) Falla por flexión sin agrietamiento diagonal

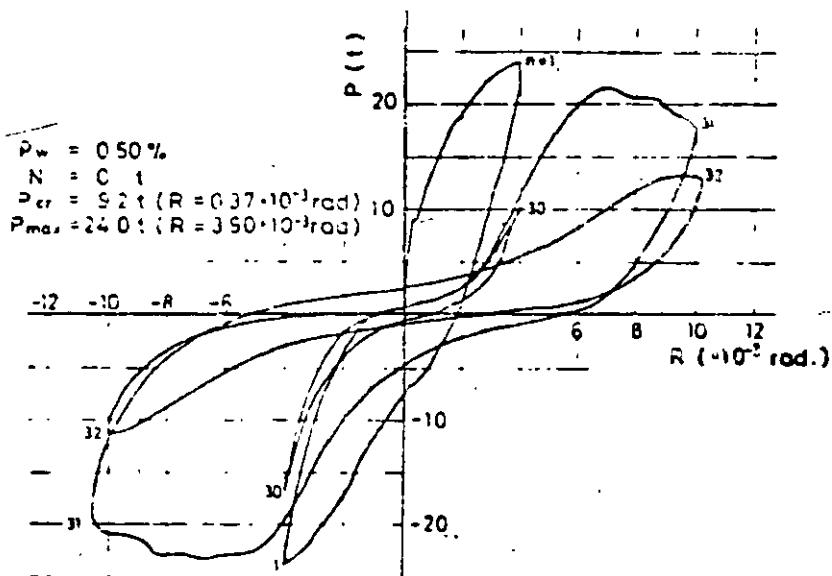


b) Falla por flexión después de agrietamiento diagonal

Fig 23 Ciclos histeréticos para muros cortos con falla por flexión

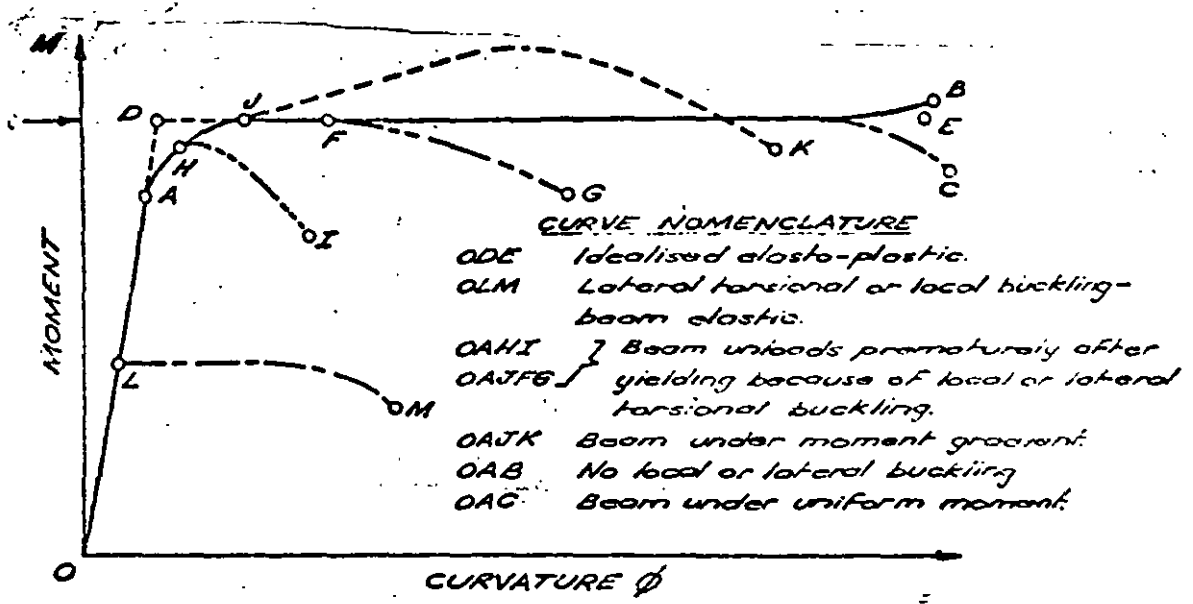


a) Cuantía de refuerzo horizontal 0.25%



b) Cuantía de refuerzo horizontal 0.5%

Fig 24 Ciclos histeréticos en muros cortos con falla por cortante



a) Vigas

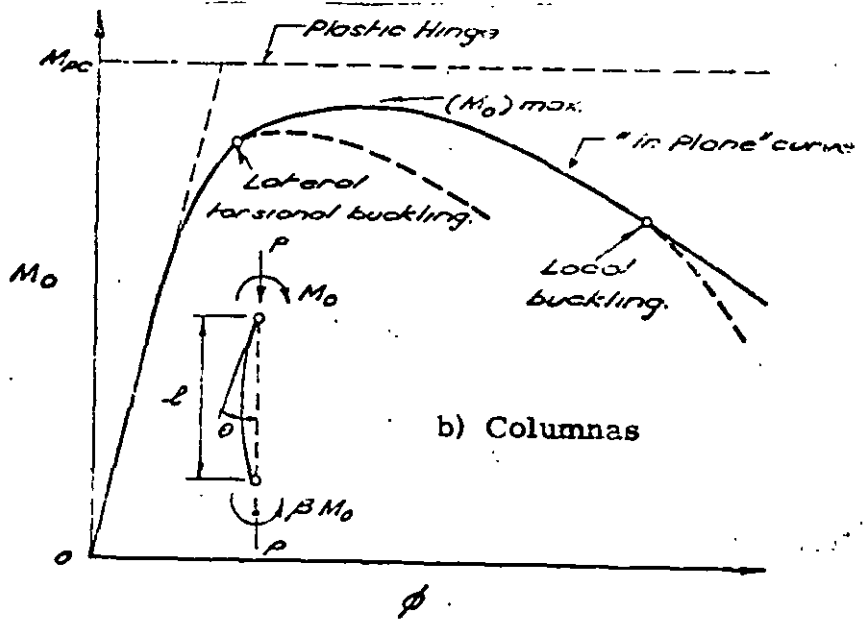


Fig 20 Relaciones momento-curvatura idealizadas en elementos de acero estructural

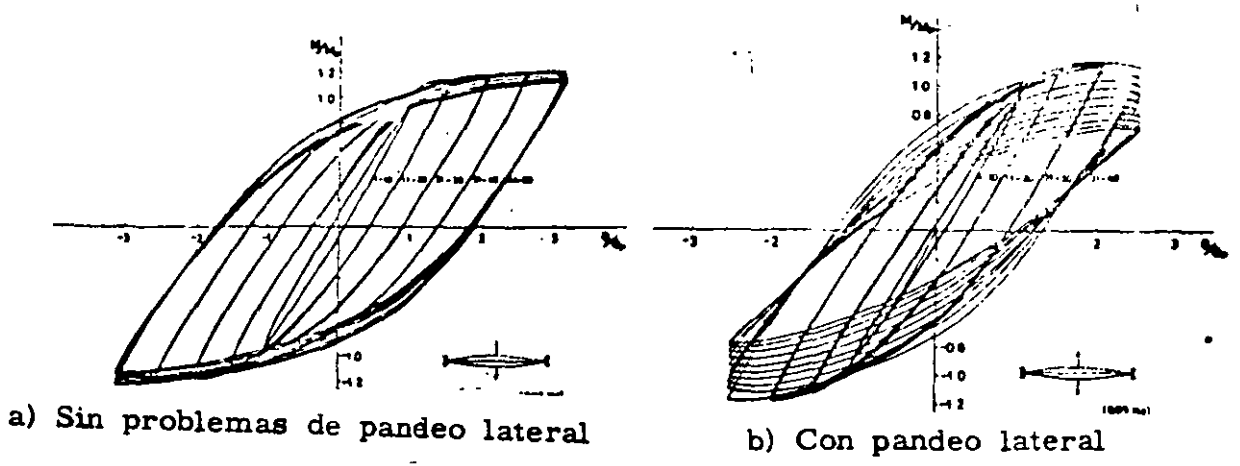
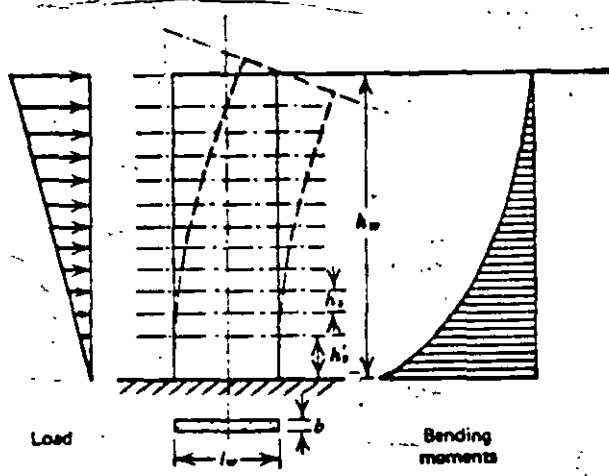
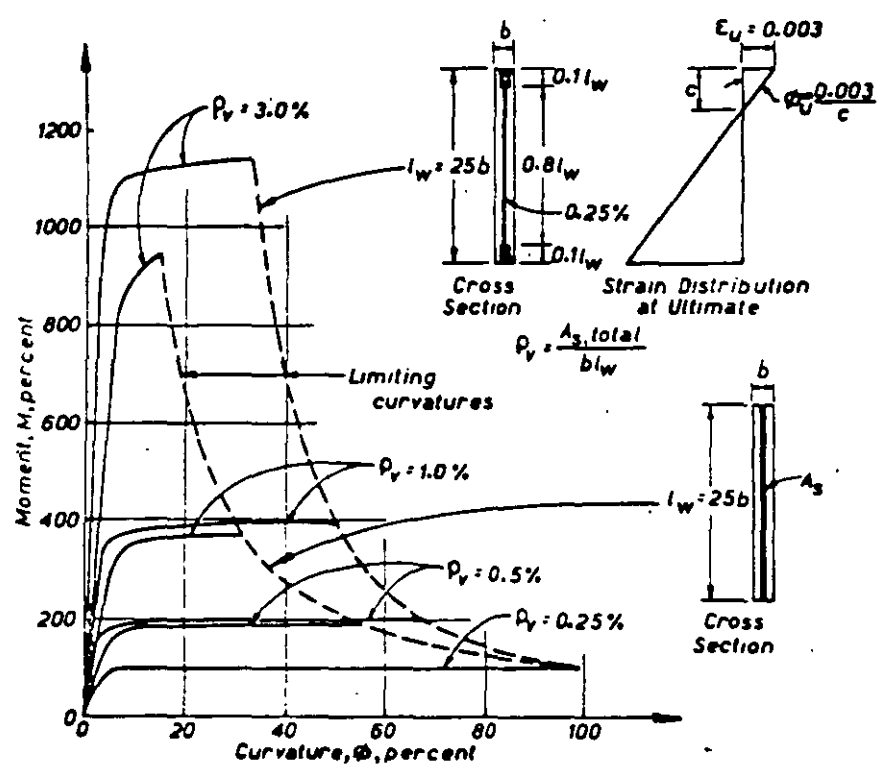


Fig 21 Comportamiento histerético de elementos de acero estructural

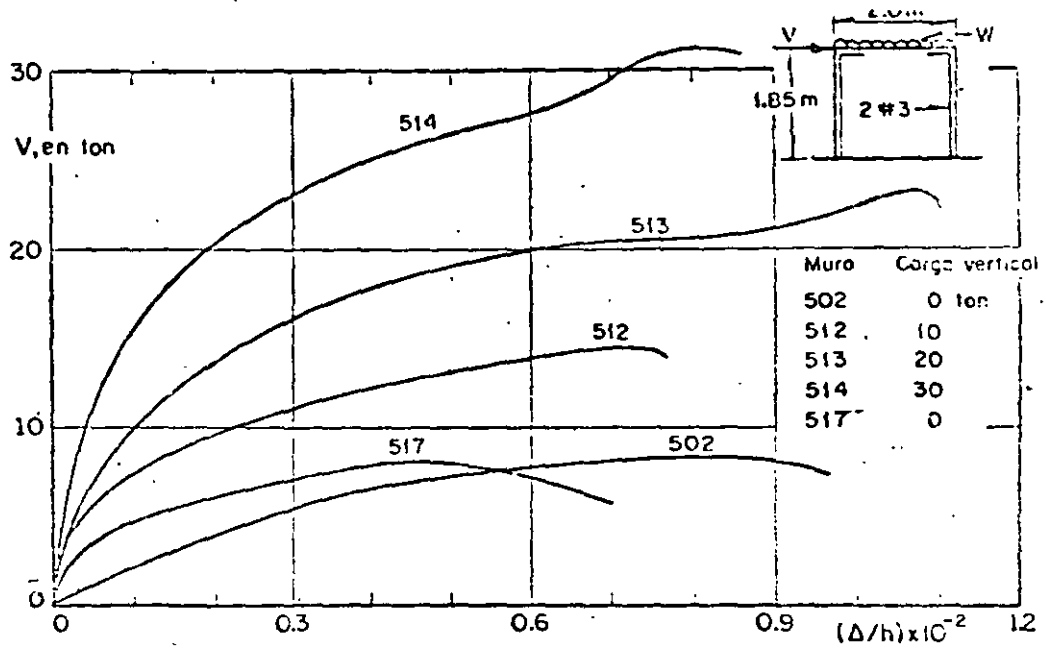


a) Deformaciones

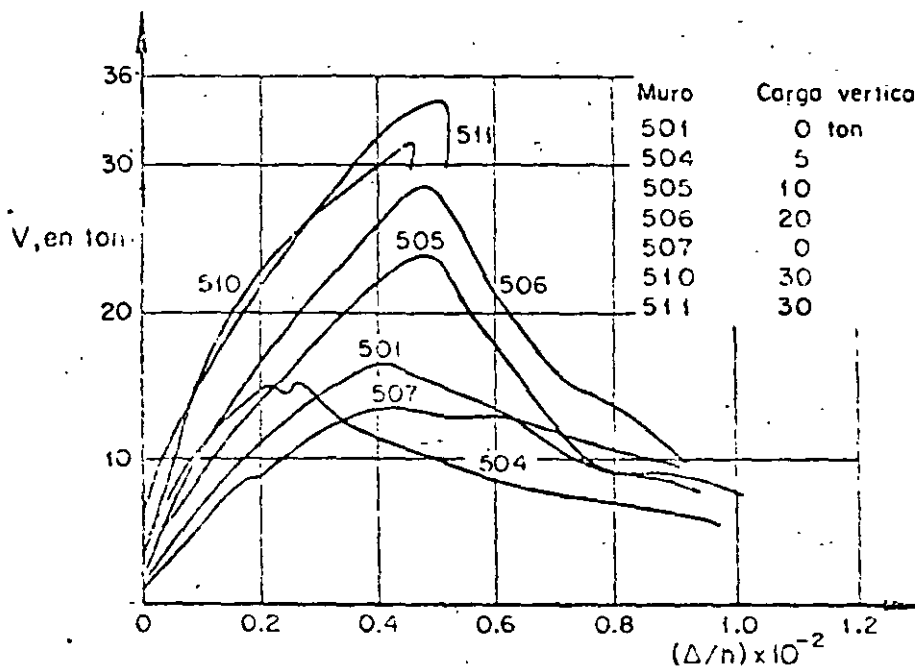


b) Relación momento-curvatura para distintas cuantías de refuerzo

Fig 22 Comportamiento de muros altos sujetos a cargas laterales



Muros de bloque de concreto. Falla en flexión. Efecto de la carga vertical



Muros de bloque de concreto. Falla en tensión diagonal. Efecto de la carga vertical

Fig 25 Curvas Carga deformación para muros de mampostería



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA

MODULO IV: DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA:

COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS DE MAMPOSTERIA

**EXPOSITOR: DR. OSCAR HERNANDEZ BASILIO
1997**

COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS DE MAMPOSTERIA

Oscar Hernández Basilio*

1. INTRODUCCION

La mampostería es uno de los materiales de construcción más antiguos utilizados por el hombre, la noticia más remota que se tiene de su empleo se puede leer en la Biblia, donde en el capítulo del Génesis 11-3,4 dice.....

³Un día dijeron unos a otros "Vamos a hacer ladrillos y a cocerlos en el fuego". Así, usaron ladrillos en lugar de piedra y asfalto natural en lugar de mezcla.⁴ Después dijeron "Vengan vamos a construir una ciudad y una torre que llegue hasta el cielo. De este modo nos haremos famosos y no tendremos que dispersarnos por la tierra ----- así dice el relato donde aparentemente se comienza a emplear las mamposterías como elementos estructurales.

Grandes obras de mampostería han perdurado en el tiempo como símbolo de la grandeza de los pueblos, muestra de ello son la pirámides en Egipto, México, etc; o más recientemente las viviendas que tienen 500 o más años de antigüedad. Sin embargo, probablemente es por esta razón, que la mampostería en México se asocia generalmente a procedimientos artesanales tanto en la fabricación de las piezas como en los procesos constructivos. Sin embargo, si bien todavía se utilizan ampliamente mamposterías de piedra y adobe de barro o de concreto de baja resistencia, también desde hace muchos años se fabrican piezas de alta resistencia y buen control de calidad, con las cuales se han realizado obras de mampostería cada vez más atrevidas.

* Director General, Proyectos Tensión, S.A. de C.V.

Se fabrican comercialmente en México tabiques de barro extruido con resistencia de 400 kg/cm^2 o superior y bloques de concreto en los que pueden lograrse resistencias sobre área bruta superiores a los 200 kg/cm^2 . Con materiales semejantes en zonas de bajo riesgo sísmico como Suiza, Inglaterra y los países Escandinavos, se han construido muchos edificios de entre 15 y 20 pisos a base de muros de carga sin ningún refuerzo. En zonas de mayor riesgo sísmico como el Suroeste de los EEUU, se han construido edificios del orden de 15 pisos con mampostería de bloque de concreto con abundante refuerzo.

En México las construcciones a base de muros de carga de mampostería han sido muy populares en edificios de pocos pisos, principalmente con la modalidad de reforzar los muros con dadas y castillos. El límite usual en edificios ha sido de 5 o 6 pisos.

La ventaja principal del empleo de muros de carga es que el mismo elemento que sirve para subdividir los espacios y para dar aislamiento, tiene función estructural. Otras ventajas son que el sistema constructivo no requiere de equipo elaborado y costoso y es intensivo en uso de mano de obra no muy especializada. Por estas ventajas, la construcción a base de muros de carga de mampostería resulta conveniente cuando el espacio arquitectónico está muy subdividido y la distribución de áreas y elementos de separación es regular tanto en planta como en elevación.

Las desventajas del empleo de muros de carga son la falta de flexibilidad en la subdivisión de los espacios que resulta de la imposibilidad de remover las paredes divisorias; la dificultad de ejercer un control de calidad estricto tanto en el material como en la construcción, y la baja resisten-

tencia en tensión y la fragilidad ante deformaciones en su plano que obligan al empleo de refuerzo y limitan su aplicación en zonas sísmicas.

Las recomendaciones para el diseño estructural de la mampostería han sido tradicionalmente muy someras, basadas en especificaciones de tipo geométrico, en procedimientos muy burdos de revisión de esfuerzos y en el empleo de factores de seguridad muy altos.

En años recientes se han realizado estudios bastante extensos acerca de las propiedades mecánicas y el comportamiento estructural de la mampostería, la cual ha permitido la elaboración de normas de diseño más racionales. Un ejemplo de ello son las normas para mampostería del reglamento de construcciones para el Distrito Federal.

La mayor parte de los daños materiales y pérdidas de vidas humanas a raíz de temblores importantes se han debido al colapso de construcciones de viviendas de uno a cinco niveles. Las razones principales de estos colapsos han sido: el empleo de materiales de baja resistencia, o cuya resistencia se deteriora rápidamente con el tiempo, el uso de procedimientos constructivos que no permiten una liga adecuada de los muros entre sí y la adopción de soluciones a base de muros muy altos con pocas separaciones interiores y con techos muy pesados o poco rígidos.

En muchos casos la adopción de estas formas constructivas se debe a la falta de recursos económicos que hace que se puedan emplear solo materiales que se pueden obtener prácticamente sin costo en el lugar, como el lodo, la piedra, la madera rolliza etc, y solo permite adoptar procedimientos constructivos que puedan ser realizados directamente por los habitantes. No resulta muy difícil encontrar modificaciones a estos sistemas

de manera que, sin que se requiera un costo adicional significativo y sin cambiar radicalmente las características de las viviendas, se obtenga una seguridad adecuada con el efecto de sismos.

Cuando se trata de viviendas en las que se pueda invertir en materiales comerciales, como el ladrillo, el cemento y el acero, puede obtenerse seguridad adecuada contra sismos, y a la vez condiciones de habitabilidad favorables, mediante el empleo de muros de mampostería, de piezas de barro o de bloque de concreto, reforzados en distintas formas para proporcionar una mayor resistencia y continuidad al conjunto. En años recientes se ha incrementado notablemente el conocimiento del comportamiento sísmico de estos elementos estructurales, lo cual ha permitido la elaboración de recomendaciones específicas para el diseño y construcción de muros de mampostería en zonas sísmicas.

En este trabajo se tratará de resumir los principios del diseño sísmico de las construcciones de mampostería, partiendo del comportamiento sísmico observado y de resultados de ensayos de laboratorio; se recomendarán las formas de estructuración que se consideran más eficientes, se señalarán los defectos que más comúnmente dan lugar a fallas y se darán recomendaciones específicas de diseño. Se incluyen materiales y procedimientos constructivos muy distintos como las construcciones de adobe, las de ladrillo no reforzado, las reforzadas con dalas y castillos y las que tienen refuerzo en el interior de piezas huecas. Se analizarán también algunos nuevos procedimientos de refuerzo que pueden resultar convenientes en algunos casos y se harán algunos comentarios acerca de las formas de reparar las construcciones dañadas.

2. COMPORTAMIENTO SISMICO OBSERVADO DE CONSTRUCCIONES DE MAMPOSTERIA

Construcciones de adobe. La experiencia con este material es definitivamente negativa. La escasa resistencia en tensión del adobe y la poca adherencia que se logra en las juntas con los morteros de lodo son solo algunos de los inconvenientes. Aún con adobes de buena calidad no puede lograrse una buena liga entre los muros transversales; esto aunado al gran peso de los muros, y generalmente de los techos, hace que estos muros fallen generalmente por el efecto de fuerzas normales a su plano, ya sea por volteamiento o por fallas locales por los empujes de los elementos de techo. En muchas ocasiones las fallas de estas construcciones han sido agravadas porque el adobe se encontraba muy debilitado por efecto del intemperismo.

Como recomendaciones generales para mejorar el comportamiento sísmico de estas construcciones se pueden mencionar la selección cuidadosa de los suelos con que se fabrica el adobe, su mejoramiento con fibras o con aditivos estabilizadores, la reducción de la altura de los muros al mínimo admisible para la habitabilidad de la vivienda, la subdivisión de la misma en espacios pequeños por medio de muros ligados entre sí con el mejor cuatrapeo de las piezas posible, el evitar techos muy pesados y el estructurar estos techos para que tengan rigidez en su plano.

Sin embargo, una mejora sustancial en el comportamiento sísmico solo puede obtenerse por medio de algún refuerzo en el adobe que produzca una liga adecuada entre los elementos y proporcione cierto confinamiento y ductilidad a los muros. Algunos de estos procedimientos de refuerzo se describen en la ref 1.

Construcciones de mampostería no reforzada. Las construcciones de tabique o bloque de concreto sin refuerzo han tenido también un comportamiento sísmico muy deficiente ya que adolecen esencialmente de los mismos defectos que las de adobe: liga pobre y falla muy frágil. Una fuente muy frecuente de daños y colapsos es la presencia de huecos de puertas y ventanas no reforzadas, en los que la concentración de esfuerzos que se presenta en las esquinas provoca la iniciación de grietas diagonales que llevan a la falla a todo el muro. Este tipo de construcción debe evitarse en zonas sísmicas exceptuando quizás construcciones que encierren espacios pequeños y con techos ligeros.

Construcciones de mampostería confinada. Se denomina así a los muros que están rodeados en su perímetro por castillos y dadas que forman un marco que

encierra tableros relativamente pequeños, proporcionándoles una capacidad de deformación mucho mayor que la del muro no reforzado y una liga muy efectiva con los elementos adyacentes. El comportamiento observado de construcciones de este tipo hasta de varios pisos ha sido definitivamente mejor que el de la mampostería no reforzada; se cuentan con criterios para fijar la distribución de los elementos resistentes y de su refuerzo y con procedimientos para el diseño de la mampostería así reforzada. Hay que hacer notar sin embargo, que si con este sistema se reduce mucho la probabilidad de un colapso de la construcción y de daños mayores, no se evita la posibilidad de agrietamientos diagonales en los muros, ya que la resistencia en tensión diagonal de la mampostería no se incrementa apreciablemente por la presencia de las dalas y castillos.

Construcciones de mampostería con refuerzo interior. En años recientes se ha popularizado en diversos países un sistema constructivo que consiste en reforzar los muros de piezas huccas con barras verticales en los huecos de las piezas y horizontales en las juntas o en piezas especiales. La experiencia sobre el comportamiento sísmico de estas construcciones es más o menos amplia, hay evidencia de que con cantidades altas de refuerzo se obtiene un incremento en la resistencia con respecto a la mampostería no reforzada y un comportamiento bastante dúctil. Hay que recalcar que las cantidades de refuerzo necesarias para lograr un comportamiento adecuado son muy altas y que se requieren separaciones pequeñas tanto vertical como horizontalmente. El procedimiento tiene distintas modalidades que llegan en muros de edificios altos hasta el relleno total de los huecos de las piezas con concreto y el colado de muros delgados de concreto entre dos paños de muros de mampostería (cavity wall). La fig 1 muestra las características de algunos procedimientos de refuerzo típicos. En México, el refuerzo interior no es muy popular

debido a la dificultad de supervisión y, cuando se usa, se emplean cantidades de refuerzo mucho menores que las mínimas especificadas en otras partes, con lo cual se ha demostrado, tanto en laboratorio como en estructuras reales, que se tiene un comportamiento sísmico muy defectuoso debido a que la resistencia se deteriora rápidamente por la repetición de cargas alternadas.

Este procedimiento de refuerzo tiene la ventaja, sobre el de confinar con dalas y castillos, de que el refuerzo interior poco espaciado incrementa la resistencia y limita el agrietamiento a espesores pequeños, y de que el muro puede quedar aparente. Tiene sin embargo la desventaja de que las piezas huecas tienden a tener fallas locales por desprendimiento de sus paredes, que la liga que se obtiene entre los distintos elementos es menos efectiva y que la cantidad de refuerzo necesaria para asegurar un buen comportamiento es mayor.

En Estados Unidos y Nueva Zelanda la mampostería con refuerzo interior es bastante popular como sistema constructivo; sin embargo es usual que se llenen completamente los huecos de las piezas con un mortero muy fluido y con abundante refuerzo vertical y horizontal. Con este sistema, en mampostería de bloques de concreto, se obtiene prácticamente un muro monolítico, ya que el concreto colado en los huecos se adhiere perfectamente al bloque; en piezas de barro la eficiencia del procedimiento es menor porque el concreto del colado, al contraerse por fraguado, se separa del tabique; el empleo de aditivos estabilizadores puede evitar este problema.

3. EVIDENCIAS EXPERIMENTALES DEL COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERIA

El diseño de estructuras de mampostería había estado, hasta hace poco tiempo, basado en consideraciones empíricas sin aplicarle en forma racional los prin

ciplos ingenieriles. Ultimamente se han efectuado análisis racionales para predecir la resistencia de mamposterías bajo diferentes sollicitaciones de carga como son flexocompresión, cargas verticales, cargas laterales, etc. Simultáneamente se han llevado a cabo multitud de ensayos para comprobar la validez de dichos análisis.

Para determinar las propiedades básicas de la mampostería, se efectúan diversos ensayos. La prueba de compresión en pilas, fig 2, se emplea para indicar la resistencia axial de compresión (f'_m) debiéndose tomar en cuenta los efectos de esbeltez cuando esta resistencia índice se extrapole a muros. El ensaye en muretes, fig 3, se emplea para determinar el esfuerzo cortante resistente en esta prueba se aplica al espécimen una carga diagonal que le induce la falla, encontrándose una buena correlación entre los resultados de esta prueba y muros con características afines. En la parte correspondiente a Diseño de Estructuras de Mampostería se describe con cierto detalle la realización de dichos ensayos.

3.1 Comportamiento bajo distintas sollicitaciones

3.1.1 Flexocompresión En la fig 4 se muestra la distribución de esfuerzos supuesta para la mampostería en el caso de flexocompresión, para diferentes valores de excentricidad de la carga vertical aplicada al muro.

Se han presentado diversas teorías para calcular la resistencia en flexocompresión de muros tomando en cuenta efectos de esbeltez, la más acertada es aquella en la que se procede en la misma forma que para columnas de concreto, determinándose teóricamente diagramas de interacción carga axial-momento flexionante que como se observa en la fig 5, existe buena correlación entre teoría y resultados de laboratorio.

3.1.2 Flexión y cortante

En estructuras situadas en zonas sísmicas es ventajoso emplear muros para resistir fuerzas laterales por la gran rigidez que tienen estos elementos para cargas en su plano, sin embargo es necesario verificar que su resistencia sea compatible con dicha rigidez. Son tres las formas principales de estructurar a base de muros:

1. De carga, para soportar fuerzas verticales y horizontales, fig 6a
2. Como diafragma, estando confinados en marcos de acero o concreto que le transmiten la fuerza lateral, fig 6b
3. Muro de cortante

El primer tipo de muro es eficiente debido a la presencia de carga vertical que hace que el muro sea más resistente a las fuerzas cortantes y a los momentos de volteo producidos por el sismo.

La principal función de los muros diafragma es tomar la fuerza horizontal que le trasmite el sistema de marcos, que toman las cargas verticales; el muro funciona entonces como un puntal de compresión.

Los muros de cortante, aislados de la estructura de marcos, se construyen de concreto reforzado debido a que la baja carga vertical los hace relativamente críticos, raramente se hacen de mampostería

Para el diseño sísmico no solo interesa la resistencia de la estructura ante carga lateral sino que también es necesario conocer la capacidad de la misma para absorber la energía introducida por el sismo y amortiguar el movimiento inducido; así como también la alteración de estas propiedades con la periodicidad de la fuerza horizontal.

Las propiedades de rigidez y resistencia pueden calcularse en muros ensayados en carga estática y en ciertos casos en especímenes más pequeños; para tener una idea de la capacidad de amortiguamiento y deterioro de la mampostería, es necesario efectuar pruebas dinámicas cíclicas.

Por lo general en la mampostería se presentan dos tipos de falla: flexión y cortante. La falla por flexión se alcanza cuando fluye el refuerzo vertical con el que se refuerza el muro; la resistencia ante esta sollicitación puede calcularse fácilmente suponiendo un bloque equivalente en compresión en un extremo y que el acero de refuerzo en el otro extremo del muro está fluyendo.

Para alcanzar la falla por cortante es necesario que primeramente no se alcance la de flexión; es decir, solo se obtiene aquella cuando existe abundante refuerzo vertical y/o mucha carga axial o se trata de muros de gran longitud.

Hasta 1965 la mayoría de los ensayos que se realizaban para determinar las características de las mamposterías eran estáticos; de lo observado en los últimos sismos, ha sido evidente que los resultados de esos ensayos monotónicos son de valor limitado para diseño sísmico, por lo que actualmente los procedimientos de diseño que proponen los diversos reglamentos están basados en resultados obtenidos de pruebas ante cargas laterales alternadas, aún cuando no de carácter dinámico. Esto último no parece ser una limitante porque se ha observado que los resultados de ensayos dinámicos proporcionan valores más grandes a los obtenidos bajo cargas laterales alternadas pseudoestáticas, lo que se explica porque las mamposterías son muy rígidas y su velocidad de respuesta ante las excitaciones es baja.

La experiencia ha mostrado que las principales variables que influyen en el comportamiento de las mamposterías son: tipo de pieza y mortero; confinamiento; cuantía y disposición del refuerzo; relación altura a longitud; la carga vertical sobre el muro y en ciertos casos el solado que se coloca en una o en ambas caras del mismo.

Se puede alcanzar gran capacidad de deformación para valores altos de la relación altura a longitud, bajas cargas axiales y poca cantidad de refuerzo vertical en los extremos del muro. Reduciendo la relación de aspecto del muro, aumentando la carga axial y el acero de refuerzo en los extremos se alcanzan fallas de tipo frágil por cortante a través de grietas diagonales que pueden correr por la juntas de mortero o atravesar las piezas y juntas (tensión diagonal); este último tipo de falla por cortante es indicativo de la máxima capacidad de la mampostería, porque el primero solo indica que se tiene un mortero de baja calidad.

Tanto para flexión como por cortante, el comportamiento observado ante alternaciones de carga puede resumirse en la siguiente forma; para niveles bajos de carga el comportamiento es prácticamente lineal, una vez que se agrieta el muro, tanto para flexión como para cortante, se observa que para un mismo nivel de deformación se tiene un decremento en la resistencia ante alternaciones de carga, siendo mayor para el caso de cortante; también se diferencia la forma de los ciclos histeréticos, ya que para cuando predomina la flexión estos encierran un área mucho mayor que para el caso de cortante. Al incrementar la carga, nuevamente se presenta el fenómeno antes mencionado, hasta que finalmente se llega al colapso para deformaciones pequeñas en el caso de cortante o grandes en el caso de flexión; en las figs 9a y 9b se muestra esquemáticamente el comportamiento antes descrito.

A pesar de ser la falla por cortante la menos deseada porque desarrolla menor capacidad de disipación de energía, es la que más comúnmente se tiene presente en la realidad durante un sismo.

En ambos tipos de fallas, flexión o cortante, se presentan aplastamientos y desprendimientos locales en los extremos de los muros para etapas cercanas a la falla, dichos aplastamientos son debidos a la gran expansión lateral que tiene el mortero para altos niveles de esfuerzo, lo que produce

tensiones en las piezas. En diversos países se evita lo anterior colocando placas de acero perforadas en los extremos de los muros en las dos o tres hiladas inferiores y superiores, ref 2, esto resultaría impráctico en nuestro medio, una solución no tan eficiente pero que ha dado muy buenos resultados, aún en mamposterías de piezas huecas, es colocar varilla corrugada de pequeño diámetro (5/32") en las juntas de mortero, este refuerzo también ha probado ser efectivo para resistir fuerza cortante una vez que el muro se agrieta.

En una serie de ensayos estáticos y dinámicos realizados por William y Scrivener, ref 3, en las cuales aplicaron ciclos a diversos niveles de carga y frecuencias, encontraron que en aquellos muros probados estáticamente y que fallaban por cortante, presentaban la misma degradación de carga que aquellos ensayados bajo condiciones dinámicas; sin embargo, en aquellos que fallaron por flexión, los ensayados dinámicamente se comportaron menos satisfactoriamente que los estáticos equivalentes. Esto último es debido por el movimiento violento en el caso dinámico se pierde más rápidamente el material que confina el acero, permitiendo el pandeo y reduciendo la capacidad del muro a flexión; no es el caso de cortante donde la resistencia está básicamente proporcionada por la mampostería.

También se ha observado que es más eficiente para soportar fuerzas cortantes el refuerzo horizontal colocado en las juntas y distribuido en forma uniforme en la altura del muro, que el vertical colocado en los extremos o en el interior de las piezas huecas.

Cuando la mampostería se coloca en el interior de un marco robusto de acero o concreto, se pueden seguir dos caminos:

1. Aislar la mampostería del marco para que aquella no soporte cargas
2. Hacer que trabaje la mampostería al colocarla con contacto con el marco perimetral.

El primer aspecto es muy difícil de realizar además de costoso; en el segundo caso se tiene un gran incremento de la rigidez lateral del sistema y de su resistencia. Ensayes realizados demuestran que es posible tener comportamiento dúctil cuando las columnas tienen refuerzo suficiente por cortante para permitir que desarrollen su momento de fluencia. El refuerzo horizontal colocado entre las juntas de mortero ayuda a repartir mejor la fuerza cortante en toda la altura del muro evitando que se concentre en sus extremos superior e inferior.

3.2 Evidencia experimental realizada en México

En la ref 4 se compila la información experimental que se tenía en México hasta 1972 aproximadamente.

Para carga lateral estática se efectúan dos tipos de pruebas; el denominado en voladizo, fig 7a, donde se presentan momentos flexionantes que pueden llegar a ser críticos; y el ensaye de compresión diagonal, fig 7b donde solo se inducen deformaciones por cortante. El efecto de pisos superiores se

representa con carga vertical.

La primera forma de ensaye trata de ser representativa de los muros de carga; mientras que para cuando se tiene un marco confinante, el ensaye de compresión diagonal intenta reproducir a un muro diafragma.

Para cargas laterales dinámicas y alternadas también se efectúan las mismas formas de ensaye.

En las figs 8 y 9 se muestran diversas curvas cargas-deformación angular para diferentes formas de ensaye y en la fig 10 la forma típica de falla.

Se tienen en general tres formas de agrietamiento; la debida a flexión se caracteriza porque es una grieta sobre una junta del mortero cerca de la base del muro; la falla por cortante corre alternadamente por las juntas verticales y horizontales y la falla por tensión diagonal atraviesa indistintamente piezas y mortero.

La presencia de alguno de estos tipos depende principalmente de las características de la mampostería así como también de la sollicitación de carga.

En el muro en voladizo la falla se inicia por agrietamiento en la base, presentándose después una falla por agrietamiento diagonal al aumentar las deformaciones. El tener carga vertical aumenta apreciablemente la carga de primer agrietamiento y tiende a llevar a un tipo de falla por tensión diagonal, disminuyendo la ductilidad del muro. El agrietamiento por flexión se reduce también al aumentar el acero de refuerzo en los extremos del muro. El refuerzo interior puede aumentar la resistencia máxima pero no sustancialmente la de agrietamiento.

Para muros en compresión diagonal se presentan fallas de cortante o de ten-

16
sión diagonal y esto depende de las características de la mampostería; aquí también la carga vertical incrementa la resistencia al agrietamiento y la máxima, pero también la deformabilidad del muro; el acero interior aumenta ligeramente la carga resistente al agrietamiento pero disminuye la deformación correspondiente, aumentando la carga máxima y la deformabilidad post-agrietamiento. El aplanado del muro contribuye en forma importante a la resistencia del mismo. Se ha visto que el confinamiento exterior del muro no influye apreciablemente en la resistencia al agrietamiento, pero sí en la resistencia y ductilidad a la falla.

La presencia de agrietamiento no implica necesariamente la falla del muro sino que esta depende del confinamiento, refuerzo exterior e interior, que este tenga y que puede hacer que el muro resista cargas mayores a la de agrietamiento.

Desde el punto de vista práctico si se refuerza convenientemente los extremos del muro, el problema de flexión desaparece y puede considerarse que la principal sollicitación es una carga diagonal de compresión equivalente, a la que se añade la carga vertical proveniente de pisos superiores.

Los estudios bajo cargas dinámicas y alternadas son bastante complejos; en la fig 11 se muestran las características de respuesta que más nos interesan del muro siendo estas: la capacidad de energía, capacidad de disipación de energía, el factor de ductilidad y el deterioro del muro, el cual se define como la pérdida de rigidez y resistencia debida a la alternación de carga, fig 12.

Para cargas alternadas el deterioro del muro es pequeño cuando se tienen deformaciones angulares menores a la del agrietamiento y después de éste el deterioro depende de la resistencia del marco confinante. El material hue

co es mas sensible al deterioro que una maciza, y es diferente la intensidad del deterioro si la falla es por flexión (dúctil) a que si es por cortante o por tensión diagonal (frágil) siendo mayor en los últimos casos. La carga vertical reduce apreciablemente el deterioro. El deterioro mayor se tiene al pasar al segundo ciclo de carga después del cual permanece casi inalterado. (17)

En la ref 3 se estudió el comportamiento de muros bajo cargas ciclicas dinámicas observándose que el mismo comportamiento que un muro tiene para cargas alternadas se presenta para cargas dinámicas con excepción de la prueba en voladizo sin carga vertical (la de más flexibilidad), en la cual la prueba dinámicas muestra gran deterioro del muro, pero este caso tiene poca importancia desde el punto de vista práctico para una mampostería.

Se realizó recientemente un estudio para tratar de obtener procedimientos económicos para mejorar el comportamiento sísmico de la mampostería de piezas huecas con refuerzo interior (ref 5).

Se estudiaron diversas distribuciones de refuerzo (fig 13) que permitiesen mantener la capacidad de carga del muro después del agrietamiento sin que se viese disminuida por repeticiones de cargas alternadas.

Se encontró que la adición de barras de refuerzo de pequeño diámetro (4mm) y de alta resistencia ($6\ 000\ \text{kg/cm}^2$) en las juntas horizontales, aumenta ligeramente la resistencia, restringe la propagación del agrietamiento del muro y reduce el deterioro ante la repetición de cargas. Este refuerzo puede colocarse también en muros de piezas macizas con castillos, produciendo una distribución más uniforme de los esfuerzos cortantes en toda la longitud del muro y evitando las altas concentraciones de esfuerzos que se producen en los castillos cuando el muro se agrieta diagonalmente. Cuando no se coloca este

refuerzo en las juntas, resulta muy conveniente que los castillos cuenten con refuerzo especial en sus extremos para evitar su falla por cortante después de que el muro se agrieta diagonalmente.

4. REGLAMENTACION SOBRE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA

Desde tiempo inmemorial se ha tratado de implantar reglamentos de diseño que aseguren buen comportamiento estructural. Del primer reglamento que se tiene evidencia es el que se contempla dentro del Código de Hamurabi, decretado por el Rey de Babilonia, Hamurabi, en el siglo 20 A.C.. En ese código se contemplan diversos tipos de leyes: civiles, penales, técnicas, etc. Dentro de lo relacionado con el aspecto construcción, el código mencionado establece que si por causa adjudicable al constructor se daña la propiedad, aquel tendrá que pagar la reparación del inmueble; si un esclavo muere por la falla de la construcción, el constructor deberá sustituir el esclavo al dueño de la vivienda; si muere un hijo del propietario por la misma razón se tendrá que matar a un hijo del constructor.....; si muere el propietario, se debe dar muerte al constructor-----, con normas como las anteriores seguramente en nuestro tiempo serían muy pocos los que se dedicarían al diseño y construcción de estructuras.

Afortunadamente los avances de la tecnología han hecho que ahora los reglamentos equilibren los principales aspectos de una construcción: seguridad y economía .

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, ref 6, incluye un capítulo sobre diseño y construcción de estructuras de mampostería, el cual ha sido modificado sustancialmente con respecto a la versión anterior y trata en detalle los requisitos para diseño sísmico.

Uno de los problemas que se enfrentan al elaborar recomendaciones de diseño

para mampostería es la gran variedad de materiales de distintas formas y propiedades que se tiene que cubrir. Si se establecen requisitos generales, hay que fijar criterios comunes para determinar los esfuerzos básicos resistentes de la mampostería (principalmente resistencia en compresión y en cortantes). Con este fin en el reglamento se establecen procedimientos de ensaye relativamente simples para determinar dichas propiedades cuando no se tenga información previa acerca de los materiales en cuestión y se proporcionan, además, valores específicos para los materiales de empleo más común para los cuales se cuenta con un número suficiente de determinaciones; los esfuerzos propuestos representan valores característicos, o mínimos probables, del esfuerzo de falla, determinados con el criterio de que la probabilidad de que no sean alcanzados por los materiales empleados en la estructura sea muy pequeña. Dichos esfuerzos corresponden a la resistencia de la mampostería sin refuerzo. Se considera que la presencia de castillos y dalas incrementa solo ligeramente la resistencia a compresión y a cortantes. El refuerzo interior sí proporciona un aumento apreciable de la resistencia con respecto a la mampostería no reforzada; dicho incremento solo puede determinarse en forma confiable mediante ensayos a escala natural de muros con la misma disposición de refuerzo que se va a emplear en la construcción. En forma conservadora el reglamento permite que los esfuerzos resistentes para la mampostería no reforzada se incrementen en 50% cuando se emplee las cuantías y distribuciones de refuerzo interior especificadas por el reglamento que se describirán más adelante.

Las normas para mampostería del nuevo reglamento especifican dos modalidades para el refuerzo de la mampostería; la que se denomina mampostería confinada es la usual con castillos y dalas para los cuales se fijan separaciones y re-

quisitos de refuerzo similares a los del reglamento anterior. En el otro procedimiento, denominado mampostería con refuerzo interior, se coloca refuerzo vertical en el interior de los huecos de las piezas y refuerzo horizontal en piezas que permitan colocar varillas en las juntas y proporcionarles el recubrimiento necesario para que puedan transmitirse los esfuerzos de adherencia. Las normas admiten también construcciones de mampostería sin refuerzo; sin embargo, exigen que se diseñen con factores de seguridad muy altos, lo cual hace que solo para construcciones de un nivel con alta densidad de muros y techos ligeros, resulte económicamente factible construir muros sin refuerzo.

El reglamento incluye dos procedimientos de diseño con distinto nivel de refinamiento. El método simplificado es aplicable a la mayoría de construcciones para vivienda que cumplen con requisitos no muy estrictos en cuanto a densidad de muros, altura máxima de muros y ausencia de grandes excentricidades de las cargas. El método detallado de diseño es aplicable cuando no se cumplan las condiciones impuestas para el empleo del método simplificado o cuando se quiera obtener un diseño más refinado. Ambos procedimientos están planteados en un formato de diseño por resistencia que es el adoptado en general por el reglamento (hay que revisar que el efecto de las cargas de trabajo multiplicado por un factor de carga, F_c , no exceda de la resistencia calculada multiplicada por un factor de reducción de resistencia, F_R). La conversión a un formato de esfuerzos admisibles es casi inmediata si se agrupan los factores parciales de seguridad en uno solo que afecta al esfuerzo resistente.

La carga vertical resistente se calcula con $P_R = F_R F_C f_m^* A_T$, en que A_T es el área transversal bruta del muro, f_m^* el esfuerzo resistente en compresión y F_E un factor correctivo por la esbeltez del muro y por la excentricidad de la carga para el cual se dan valores fijos en el método simplificado y un procedimiento para su determinación en el método general en función de la esbeltez y excentricidad calculadas. El factor de reducción F_R vale 0.6 para muros reforzados y 0.3 para no reforzados.

El cálculo de la resistencia a cargas laterales está ligada a los métodos de diseño sísmico especificados por el reglamento. Para la mayoría de las construcciones de mampostería es aplicable un método simplificado de diseño sísmico que permite encontrar en forma muy directa las fuerzas laterales para las que hay que diseñar los muros. Se especifican en este método simplificado fuerzas actuantes mayores para muros de piezas huecas que para muros de piezas macizas debido a la diferente ductilidad y deterioro que se tiene en los dos casos. Los requisitos que, según el reglamento, debe cumplir la mampostería confinada en lo que respecta a ubicación de los castillos y dadas y a la cantidad de refuerzo longitudinal y transversal en ellos, se presentan en el manual sobre Diseño de Estructuras de Mampostería. Los requisitos para la mampostería con refuerzo interior, fijan la cantidad total de refuerzo en 0.002 veces el área del muro y su separación máxima en 90 cm.

Para la determinación de fuerza cortante que resiste el muro se especifica en el método simplificado

$$V_R = 0.7 F_R v^* A_T$$

en que v^* es el esfuerzo resistente en cortante y F_R el factor de reducción que debe tomarse como 0.6 para muros confinados o con refuerzo interior y

y 0.3 para muros no reforzados o cuyo refuerzo no cumple con los requisitos mínimos especificados. En el método detallado se especifica una expresión más refinada que toma en cuenta el efecto de la carga axial, en la resistencia al cortante.

Además de la resistencia a fuerza cortante es necesario revisar la resistencia a momento flexionante debido a las cargas laterales, para lo cual puede llegar a necesitarse refuerzo especial en los extremos del muro; en este caso la resistencia se puede calcular con los procedimientos que se emplean para concreto reforzado.

Todo lo anterior se puede ver con más detalle en el manual sobre diseño de estructuras de mampostería⁽⁶⁾.

5. OTROS TOPICOS SOBRE MAMPOSTERIA

5.1 Recomendaciones generales sobre la estructuración de construcciones de mampostería

Las recomendaciones siguientes se refieren a la estructuración de las construcciones, a los materiales y el refuerzo, a los detalles y procedimientos constructivos.

Debe proporcionarse un sistema resistente en dos direcciones ortogonales, este requisito obvio no siempre se cumple; especialmente en casas habitación es frecuente que los elementos resistentes estén alineados en una dirección y que en la normal a ella exista un número muy reducido de muros con grandes aberturas para puertas y ventanas. En cada dirección deberá proveerse una densidad adecuada de elementos para resistir las fuerzas sísmicas.

La distribución de elementos resistentes debe ser aproximadamente simétrica

para evitar problemas de torsiones en planta que aumenten las fuerzas laterales en los muros; esto debe cuidarse especialmente en las construcciones de varios niveles.

Los sistemas de techo y entrepiso deben ser capaces de transmitir las fuerzas laterales a los elementos que tengan resistencia en la dirección de la acción sísmica. Esta condición no se cumple en techos de vigas o armaduras no contraventeadas en su plano, las cuales empujan directamente sobre los muros transversales y provocan fuerzas importantes perpendiculares a los planos de dichos muros, causando frecuentemente su falla por volteamiento. El contraventeo del techo, la colocación de una dala de remate perimetral, la liga entre muros transversales y el anclaje de los muros en su cimentación son factores que eliminan este problema.

La falla por efecto del sismo actuando sobre la masa misma del muro en dirección normal en su plano ocurre con frecuencia en bardas y muros pesados no restringidos en su extremo superior. Es importantes por lo tanto proporcionar un anclaje apropiado a la cimentación y elementos verticales resistentes. En muros apoyados en sus cuatro extremos, la falla por empuje normal al plano es poco frecuente, pero puede presentarse si se emplean morteros muy pobres (por ejemplo, los morteros a base de lodo para pegar adobes) o si se llenan solo parcialmente las juntas (como es usual en algunos lugares para bloques de concreto).

La presencia de aberturas en los muros provoca concentraciones de esfuerzos que favorecen la formación de las grietas diagonales. Es conveniente que exista un refuerzo continuo en la periferia de los huecos.

Debe evitarse el empleo de piezas con altos porcentajes de huecos y paredes delgadas porque esto propicia fallas frágiles y deterioros graves y muy rápidos.

5.2 Nuevas formas constructivas para la mampostería

Se han desarrollado recientemente, o están en la etapa de desarrollo, nuevas técnicas para la construcción y refuerzo de los muros que presentan algunas ventajas sobre las tradicionales. En algunos casos se trata de sistemas radicalmente diferentes a los usuales, en otros, de pequeñas modificaciones que pretenden mejorar el comportamiento estructural de los muros. Algunas de las alternativas más interesantes se describen a continuación.

Refuerzos especiales en la mampostería convencional. Con el fin de mejorar la ductilidad de los muros y reducir el deterioro de su rigidez y resistencia ante el efecto de cargas alternadas se están estudiando detalles de refuerzo aplicables ya sea a muros confinados con castillos o a muros con refuerzo interior o a ambos.

La adición de barras de refuerzo de pequeño diámetro ($\phi = 4\text{mm}$) y de alta resistencia en las juntas horizontales aumenta ligeramente la resistencia, restringe la propagación del agrietamiento del muro y reduce el deterioro ante la repetición de cargas. Este refuerzo puede colocarse también en muros de piezas macizas con castillos, produciendo una distribución más uniforme de los esfuerzos cortantes en toda la longitud del muro y evitando las altas concentraciones de esfuerzos que se producen en los extremos de los castillos cuando el muro se agrieta diagonalmente. Cuando no se coloque este refuerzo en las juntas, resulta muy conveniente que los castillos tengan refuerzo especial en sus extremos para evitar su falla por cortantes después de que el muro se

agrieta diagonalmente. La fig 13 muestra una forma en que puede proporcionarse este refuerzo.

En muros con refuerzo interior también resulta muy conveniente confinar el refuerzo vertical en los extremos de los muros, ligando por medio de estribos, placas o mallas, como se muestra también en la fig 13.

Mampostería con junta seca y con refuerzo en las caras exteriores. La mampostería con junta seca consiste en colocar las piezas sin mortero en las juntas, formando el muro por la simple sobreposición de las piezas. La liga estructural del muro puede lograrse mediante el empleo de piezas machihembradas en las que se produzca un anclaje mecánico de las piezas, o mediante un aplano en las dos caras del muro que proporcione continuidad al conjunto. La principal ventaja que se aduce para estos procedimientos es la rapidez de la construcción.

En lo que respecta al comportamiento sísmico para la mampostería de piezas machihembradas no se cuenta con información experimental. Para asegurar que se desarrolle la trabazón mecánica parece necesario que los muros estén confinados por dadas y castillos, lo cual elimina en parte las ventajas de la rapidez de construcción. En este procedimiento se requiere que las piezas tengan dimensiones muy uniformes para poder construir el muro a plomo y a nivel sin la ayuda de las juntas de mortero que absorben las diferencias geométricas. Se requiere además que las piezas tengan buena estabilidad volumétrica. Se han empleado para este procedimiento piezas de suelo-cemento, de concreto ligero y de barro macizas o huecas. En la fig 14 se muestran algunas de las formas propuestas. Las piezas huecas machihembradas permiten la colocación de refuerzo en los huecos verticales, lo cual aunado a la trabazón mecánica de las piezas posiblemente dé lugar a un sistema constructivo conve-

niente en zonas sísmicas. Se requiere, sin embargo, estudios adicionales para encontrar las formas, materiales y procedimientos constructivos convenientes para las piezas y para comprobar experimentalmente el comportamiento sísmico. Desde el punto de vista del comportamiento sísmico parece conveniente, y amerita estudio, el empleo de piezas machihembradas con junta de mortero, con lo cual al anclaje mecánico de las piezas se suma a la adherencia del mortero para mejorar la resistencia al cortante.

Recientemente se ha introducido comercialmente un mortero a base de cemento, aditivos que proporcionan alta adhesividad y fibra de vidrio, el cual colocado como aplanado en muros con junta seca, les proporciona una alta resistencia en tensión. Se han realizado diversos ensayos (ref 7) para estudiar el comportamiento estructural de este material, aplicado principalmente a muros de bloque de concreto. Se ha observado que, con respecto a la de un muro del mismo material junteado con mortero, la resistencia a carga axial de los muros así contruidos es ligeramente menor, la resistencia a cargas normales al plano del muro es varias veces superior, la resistencia a fuerza cortante es ligeramente mayor y la ductilidad es mayor para las mismas condiciones de confinamiento. Si se coloca algún refuerzo interior en los huecos extremos para proporcionar liga entre los muros y para mejorar la ductilidad, se considera que este procedimiento da lugar a una seguridad aceptable contra sismo en construcciones de uno a dos niveles. El costo del producto, patentado, para el aplanado es relativamente alto; sin embargo, se requieren espesores muy pequeños para los aplanados (3mm). Se afirma que el costo total es competitivo con el de un muro convencional con aplanado de yeso en ambas caras.

Parece prometedor el estudio del empleo de otros materiales para proporcionar al muro continuidad y resistencia en tensión por medio de un aplanado, aplicado ya sea a las piezas colocadas con mortero o con junta seca. El uso de fibras minerales o vegetales (henequén, bambú, etc) más económicas que las de

vidrio y la sustitución del cemento por el azufre son alternativas que se han sugerido pero que no han sido suficientemente estudiadas. (27)

Un procedimiento de este tipo que ha sido ampliamente usado y que resulta muy eficiente es el de reforzar los muros con una malla de acero (electrosoldada o tela de gallinero) anclada perfectamente al muro y recubierta por un aplanado de mortero de cemento. Este procedimiento se ha empleado esencialmente para refuerzo de muros agrietados.

Mampostería con morteros de alta adherencia. Cuando se emplean piezas de buena calidad (tabiques extruidos y bloque de concreto tipo pesado) la resistencia al cortante del muro está regida por la adherencia entre el mortero y las piezas en las juntas; si se mejora dicha adherencia se puede alcanzar la máxima resistencia del muro que está regida por la falla en tensión de las piezas.

Se han estudiado diversos aditivos para el mortero a base principalmente de resinas epóxicas y se han obtenido incrementos muy sustanciales en la adherencia. En algunos países estos morteros de alta adherencia se producen comercialmente, pero su empleo aumenta radicalmente el costo de los muros.

Mampostería postensada. La capacidad de carga de muros de mampostería está limitada por su baja resistencia a esfuerzos de tensión producidos por flexión o fuerzas cortantes. La resistencia a estos efectos puede mejorarse sustancialmente si se introducen en los muros esfuerzos de compresión mediante técnicas de postensado. Aunque el postensado reduce la capacidad útil de los muros a carga axial, esta rara vez es crítica en zonas sísmicas y normalmente son mucho más importante las ventajas que el presfuerzo proporciona,

que son las siguientes: se evita el agrietamiento por flexión en muros, se incrementa la resistencia a fuerza cortante porque se reducen los esfuerzos de tensión diagonal y se logra una distribución de carga más uniforme en la cimentación. El postensado ha sido poco usado hasta la fecha principalmente por el desconocimiento de las pérdidas de presfuerzo que se pueden tener y por las dificultades del procedimiento.

Algunos ensayos realizados en el Instituto de Ingeniería, ref 8, han demostrado que las pérdidas de presfuerzo son del mismo orden de las que se obtienen en estructuras de concreto (entre 10 y 20%) y son menores en piezas de barro que en bloques de concreto, que deben evitarse los sistemas de anclaje a base de cuñas y que resulta conveniente el empleo de un sistema de postensado como el mostrado en la fig 15 en el que los cables pueden tensarse en etapas de acuerdo con el proceso constructivo, reduciendo así, o eliminando, las pérdidas de presfuerzo.

5.3 Reparación y refuerzo de la mampostería

Cuando una construcción ha sufrido daño por efecto de un sismo no es suficiente normalmente con repararla (reintegrar su resistencia original) sino que es necesario reforzarla, o sea incrementar su resistencia con respecto a la que tenía antes de la ocurrencia del daño, para que este no ocurra nuevamente si se presenta la misma sollicitación.

Los procedimientos de refuerzo implican casi siempre una restructuración de la construcción mediante la adición de nuevos elementos resistentes, o la rigidización, el confinamiento, el anclaje y el refuerzo de los elementos existentes. En general hay que hacer que la estructura cumpla con los requisitos descritos en los capítulos anteriores. El refuerzo de construcciones de mampostería implica operaciones bastante laboriosas como el colado de dadas y cas

do actual de conocimientos acerca del diseño de mampostería ante diversas sollicitaciones de carga ha avanzado notablemente.

Para el caso de flexocompresión se pueden elaborar diagramas de interacción que se ha visto experimentalmente dan valores acertados del comportamiento de la mampostería.

Las estructuras rígidas, como las mamposterías, son más sensibles a los efectos producidos por un sismo; sin embargo, el criterio elástico que se ha estado empleando y que consiste en diseñar la mampostería para que resista un sismo intenso sin que esta sufra daño es irracional. La tendencia actual del diseño sísmico de mamposterías debe ser el diseñar la estructura para soportar sin sufrir daño en sismo moderado y resistir sin llegar al colapso para un movimiento intenso aprovechando así el comportamiento inelástico de la mampostería reforzada.

Para este criterio de diseño las estructuras dúctiles son las más adecuadas; se puede diseñar una mampostería suficientemente dúctil después de agrietamiento suponiendo al muro como un voladizo y diseñado como viga mediante una teoría de resistencia última similar a la del concreto reforzado, asegurando al mismo tiempo que no se exceda de la resistencia al corte o tensión diagonal de la mampostería. Es implícito que se tendría que limitar la cantidad de acero de refuerzo para evitar una falla frágil al igual que en flexión en concreto.

Una vez reforzado convenientemente por flexión, un muro debe ser capaz de resistir la fuerza cortante con muy poco daño siendo ahora representativo el estado de compresión diagonal. Por este estado de carga se pretende que de la prueba en muretes se obtenga el índice de resistencia de la mampostería que forma al muro hasta el agrietamiento; asimismo se puede valuar el

efecto de la carga vertical del refuerzo interior, y en forma indirecta la contribución del aplanado en el muro.

Es conveniente que los reglamentos de construcción contemplen la idea de que la mampostería convenientemente reforzada tiene comportamiento inelástico, con la finalidad de aumentar el factor de reducción por ductilidad de este tipo de estructuras; esto porque el actual Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal es más estricto que el anterior en cuanto a los requisitos de diseño sísmico para construcciones de mampostería. Las fuerzas sísmicas de diseño se hacen depender de la ductilidad de los sistemas estructurales y, como los distintos sistemas a base de muros de mampostería tradicionales son poco dúctiles, deben diseñarse para fuerzas mucho mayores que las que corresponden, por ejemplo, a una estructura a base de marcos de concreto. Las fuerzas de diseño que se especifican en la nueva versión son en algunos casos hasta dos veces mayores que los que se empleaban con el reglamento anterior. Por otra parte, los esfuerzos resistentes de diseño que se han deducido de la información experimental, son más bajos para algunos materiales que los que se emplean usualmente.

Lo anterior va a hacer más crítica la construcción de edificios de varios niveles a base de muros de mampostería, obligando a proyectos con una mayor densidad de muros, al empleo de materiales de resistencia mayor y más controlada y a procedimientos de refuerzo que proporcionen mayor resistencia y ductilidad. Con estas precauciones se considera que es posible seguir construyendo, en forma segura y económica, edificios de habitación a base de muros de carga de mampostería ya sea confinada o reforzada interiormente.

Un problema de la construcción en mampostería muy distinto a los tratados hasta aquí es el de la vivienda rural. La mayor parte de daños materiales y pérdi-

(22)

das de vidas a raíz de temblores se debe al colapso de construcciones de vivienda de bajo costo. En estas construcciones se emplean materiales de baja resistencia o que se deterioran rápidamente con el tiempo. Se usan además -- procedimientos constructivos que no permiten una buena liga de los muros entre sí y con el techo. Afortunadamente, también a este problema se le ha encontrado solución favorable (ver ref 1).

REFERENCIAS

1. Hernández, O. et.al. "Refuerzo de vivienda rural en zonas sísmicas. Estudios experimentales", Instituto de Ingeniería, UNAM, en prensa (1981)
2. Priestley, H., Bridgemen, D.O, "Seismic resistance of brick masonry walls", Bulletin New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol 7, No 4 (dic 1974)
3. William, D., Scrivener, J., "Response of reinforced masonry shear walls to static and dynamic cyclic loading", Proc. 5WCEE. Roma (jun 1973).
4. Meli, R., "Comportamiento sísmico de muros de mampostería", Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe No 352 (abril 1975)
5. Hernández, O. y Meli, R., "Modalidades de refuerzo para mejorar el comportamiento sísmico de muros de mampostería", Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe 382 (dic 1976)
6. "Diseño y construcción de estructuras de mampostería, normas técnicas complementarias del Reglamento de construcciones para el Distrito Federal". Instituto de Ingeniería UNAM, Informe 403 (jul 1977)
7. Hernández, O., "Mampostería de bloque unida con mortero a base de fibra de vidrio. Comportamiento y diseño", Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe 394 (jun 1977)
8. Hernández, O. y Aguilar, H., "Deformaciones diferidas en mamposterías postensadas. Recomendaciones preliminares de diseño", Instituto de Ingeniería, UNAM, en prensa (1981)

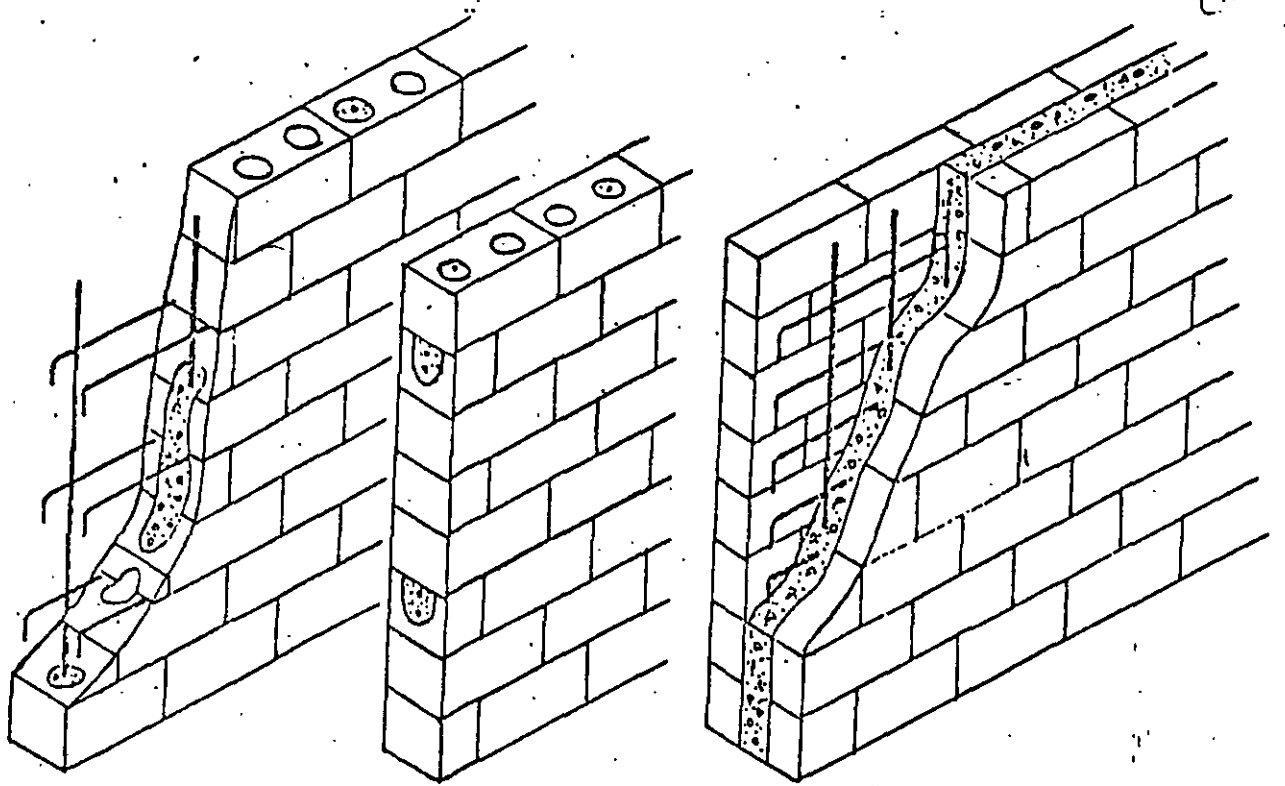


Fig1 Diferentes formas de colocar refuerzo interior

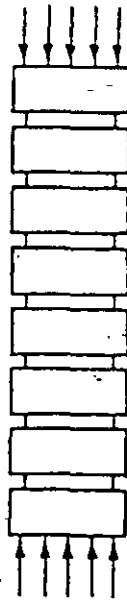


Fig 2 Ensayo de compresión en pila

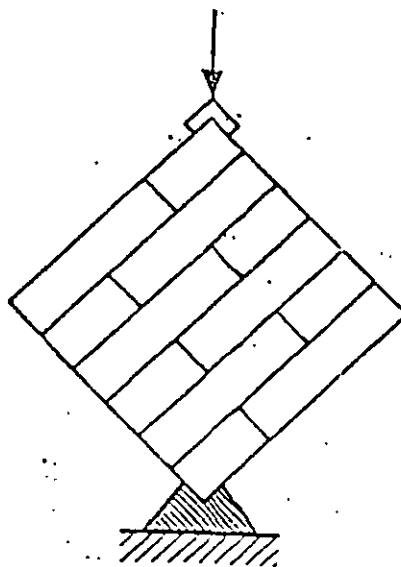


Fig 3 Ensayo de compresión diagonal

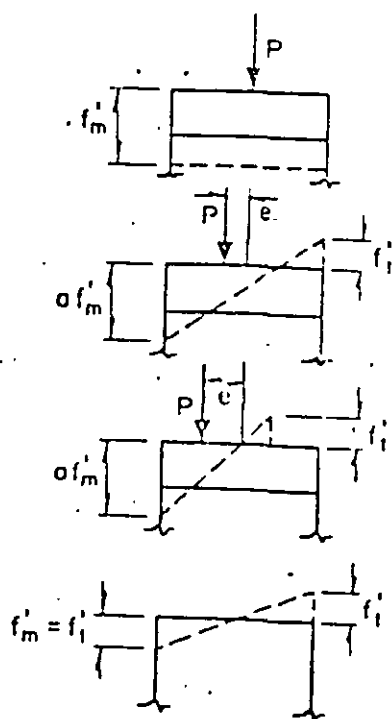


Fig 4 Distintas distribuciones de esfuerzos para carga axial y flexión

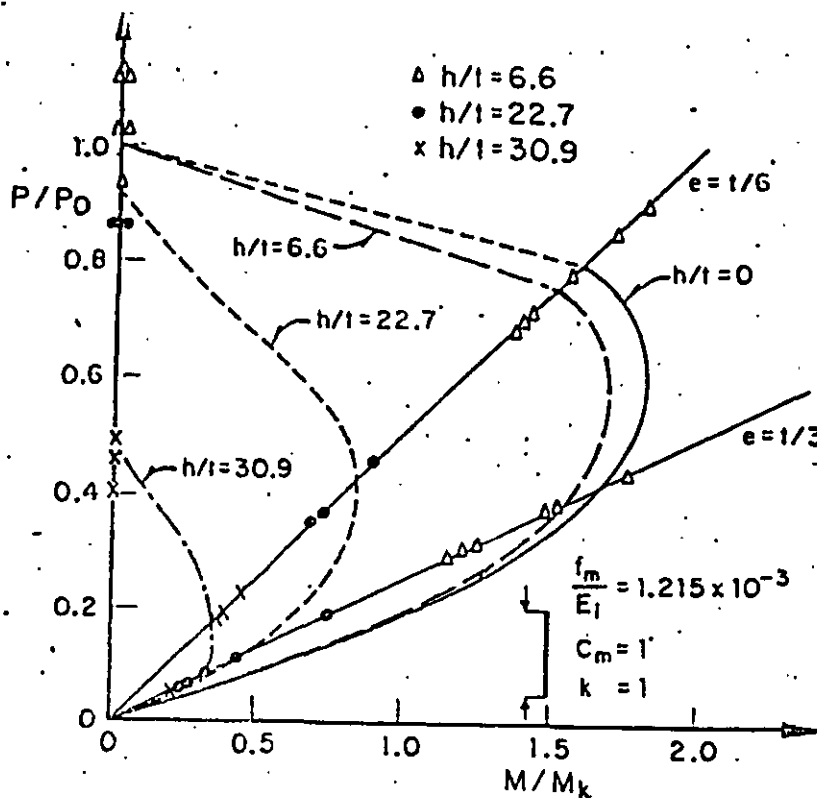
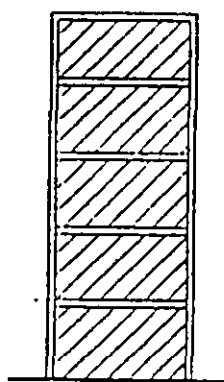
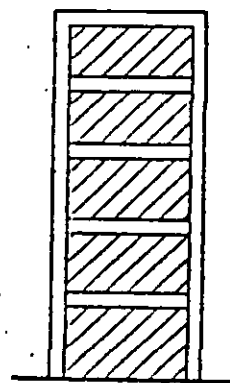


Fig 5 Diagrama de interacción en flexocompresión. Efecto de la relación de esbeltez

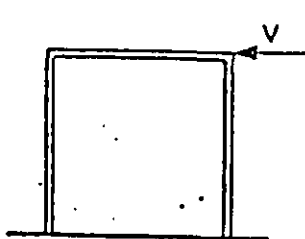


a) de carga

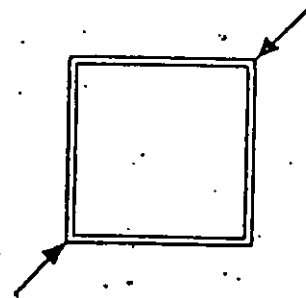


b) diafragma

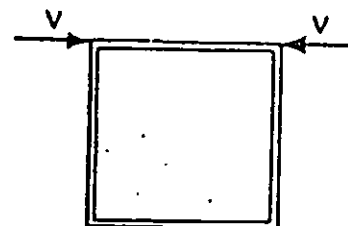
Fig 6 Estructuración a base de muros



a) en voladizo



b) compresión diagonal



c) cargas alternadas

Fig 7 Diversas formas de ensayos de muros.

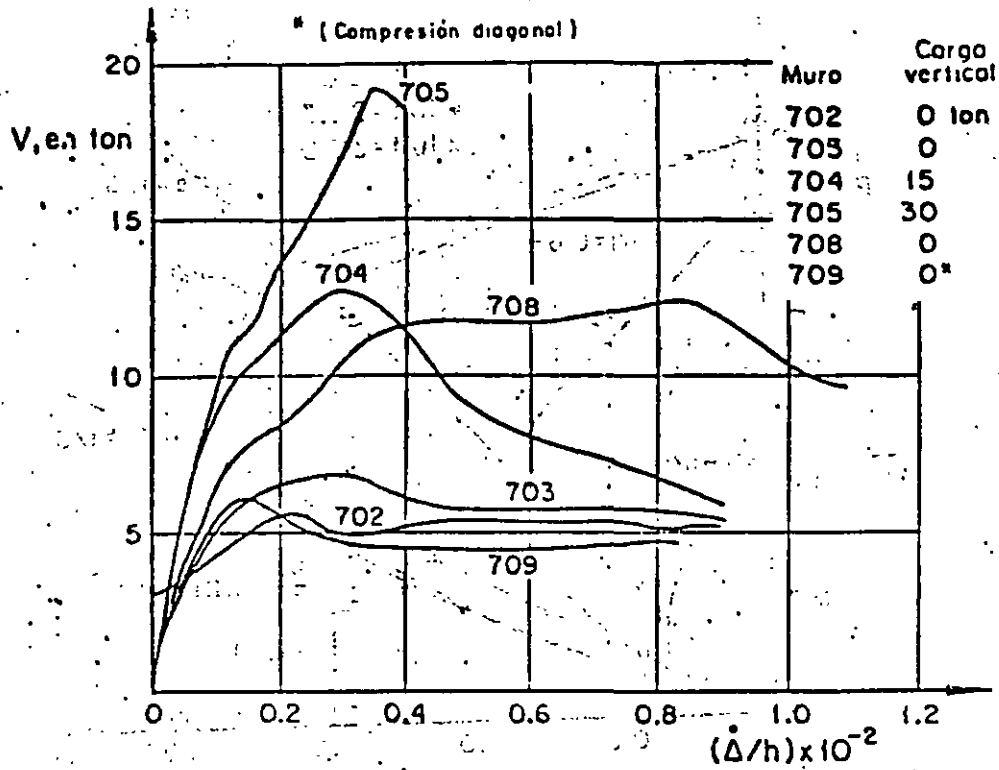
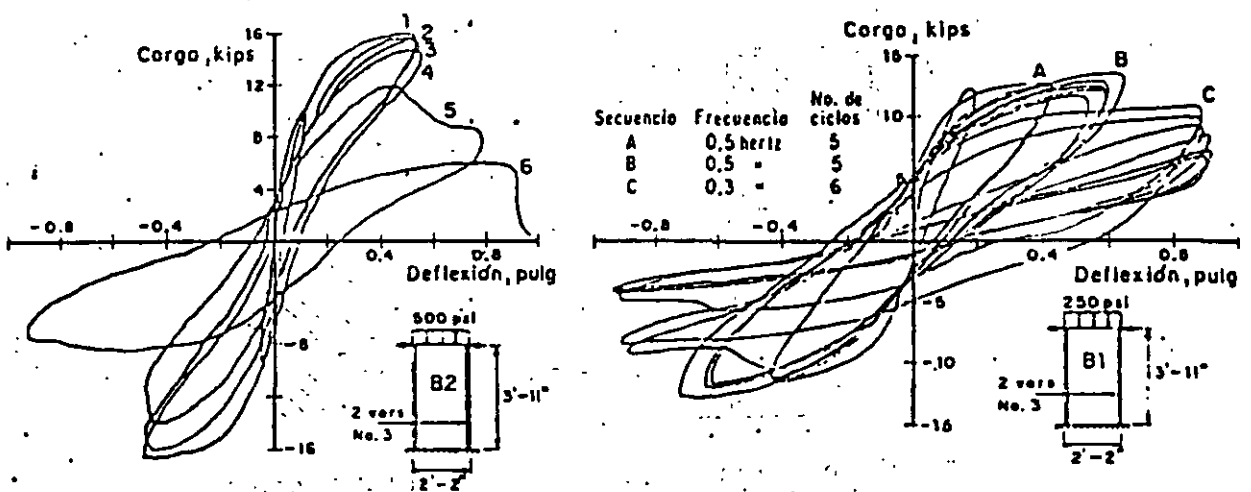
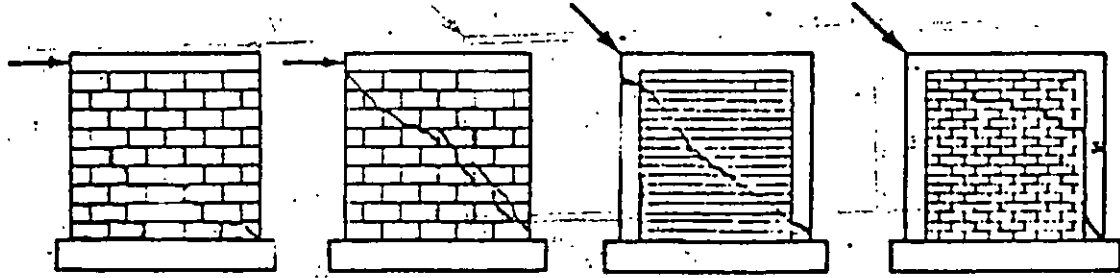


Fig 8 Ensayes a carga estática



a) Cargas alternadas b) Cargas dinámicas

Fig 9 Curvas carga deformación



a) Flexión b) Tensión diagonal (refuerzo interior) c) Tensión diagonal d) Cortante

Fig 10 Fallos típicos de muros

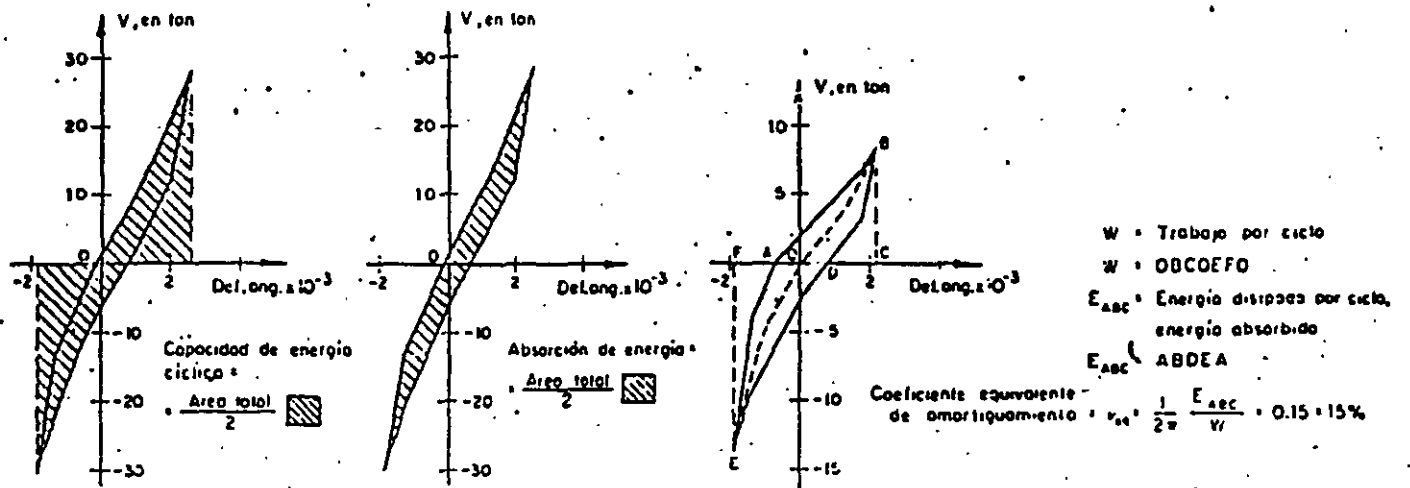


Fig 11 Propiedades de muros de mampostería ante alternación de cargas

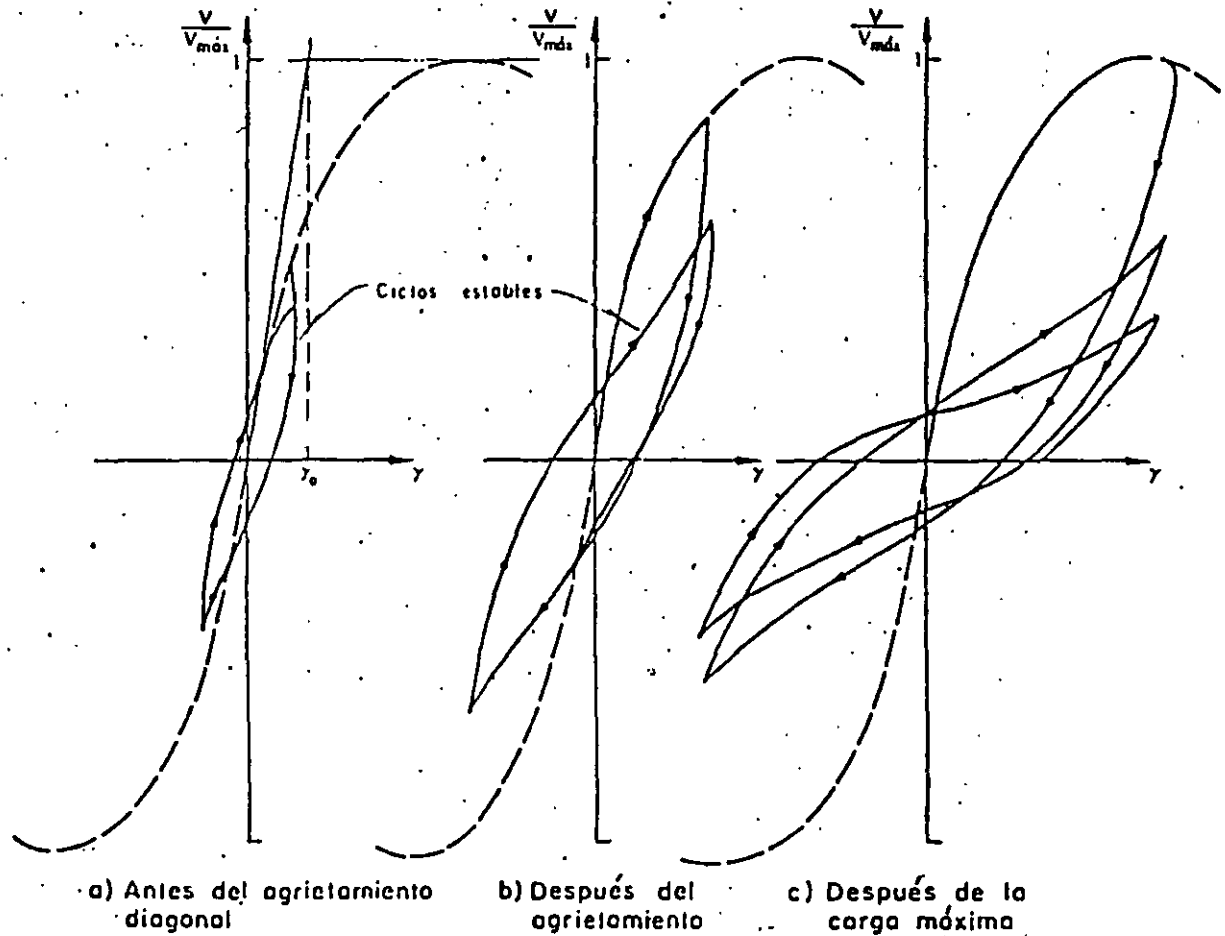
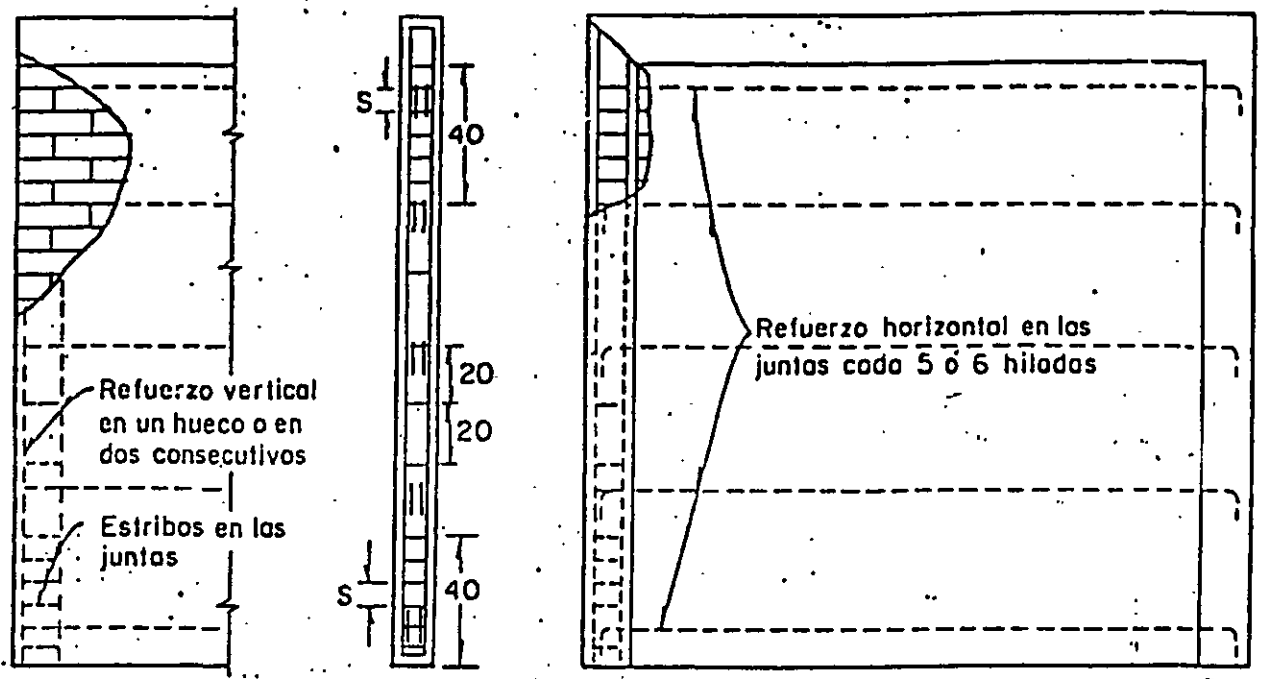


Fig 12 Deterioro del muro

Dimensiones en cm



Con refuerzo interior


Confinado con dalos y castillos

Muros de tabique extruído

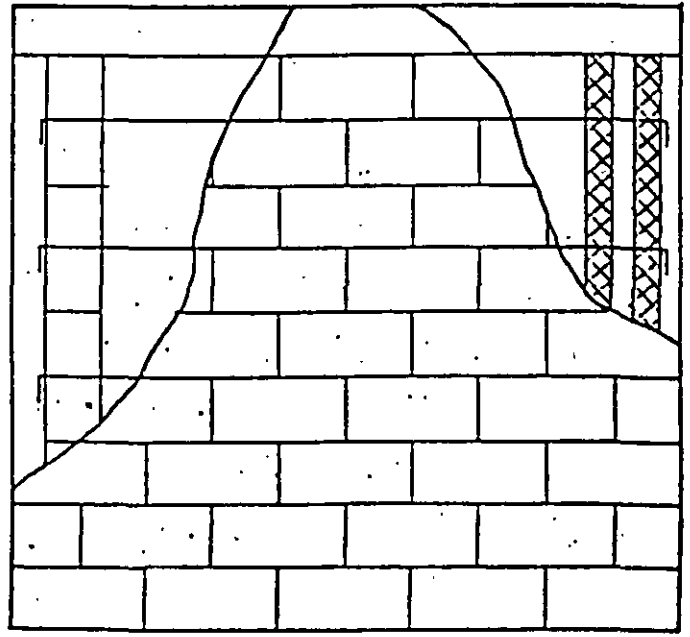
Variantes :

Con refuerzo horizontal cada 2 hiladas o sin el

Refuerzo vertical en un hueco o en dos consecutivos con estribos o cada hilada

Dos huecos consecutivos confinados con mallo de metal desplegado 

Castillo Integral



Muros de bloques de concreto

Fig 13. Detalles generales de refuerzo

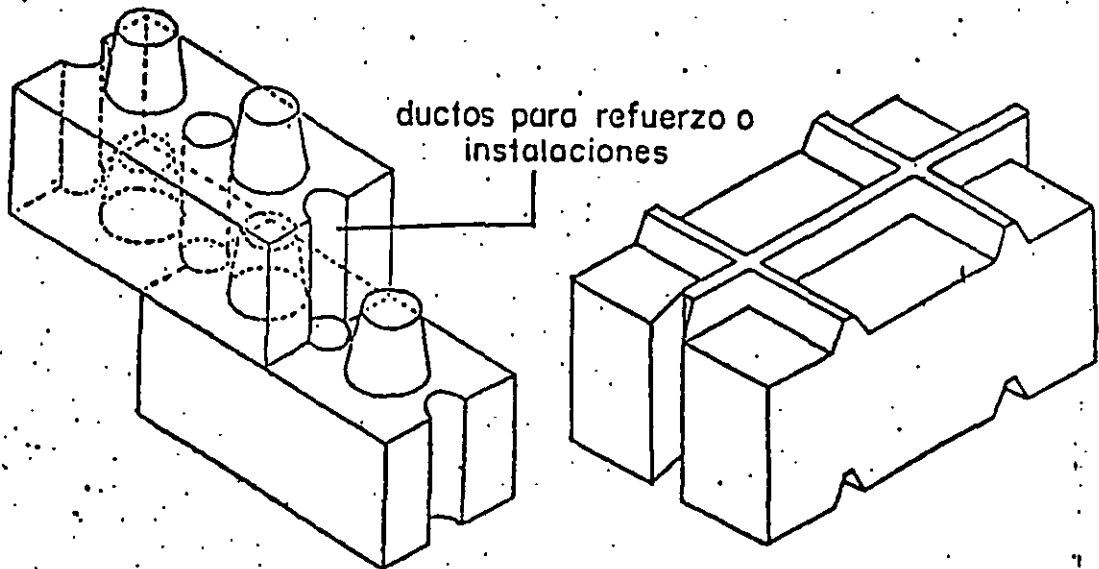


Fig 14 Piezas machiembradas

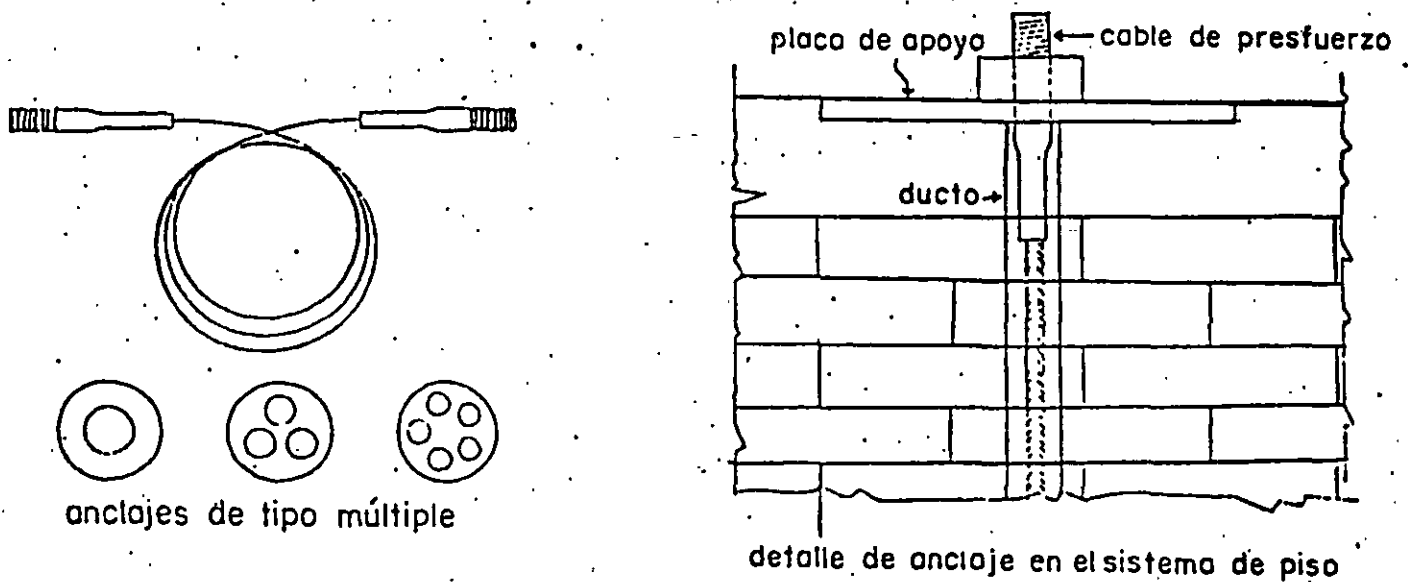


Fig.15 Aplicación del sistema de postensado RAMSA en mampostería.

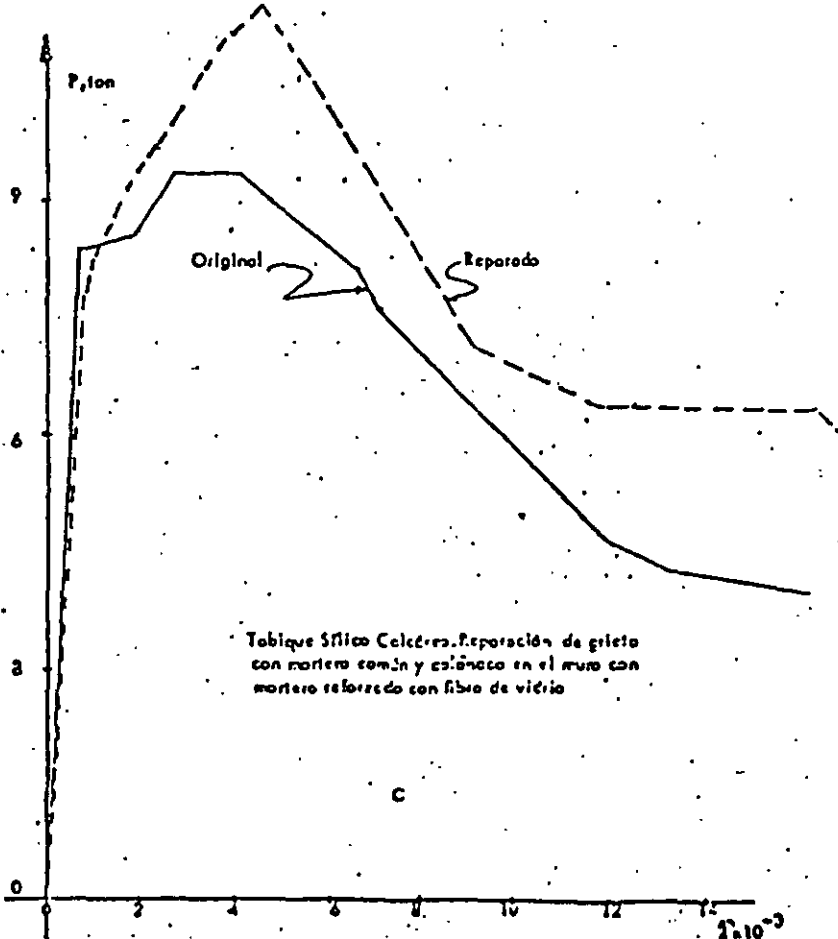
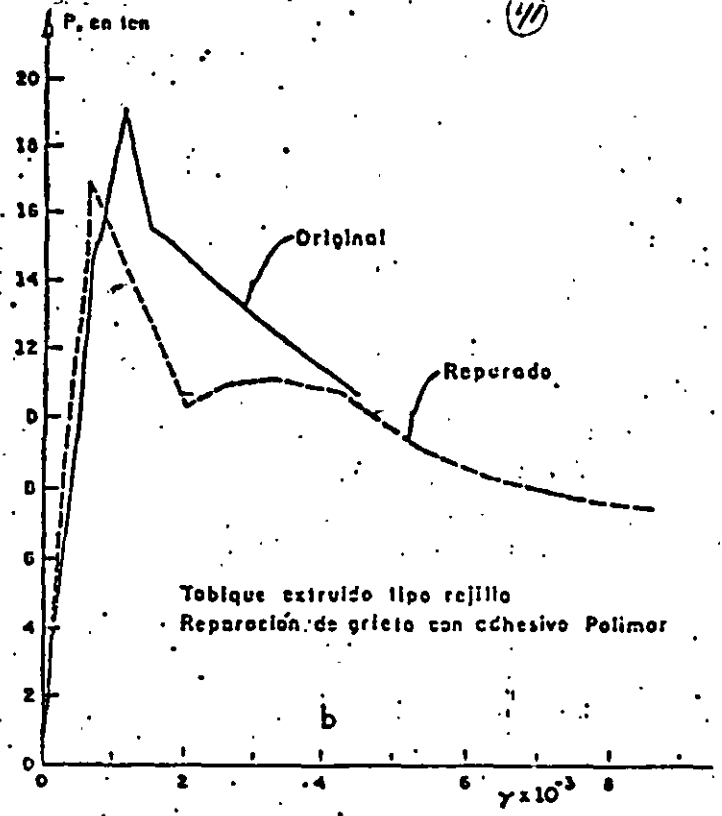
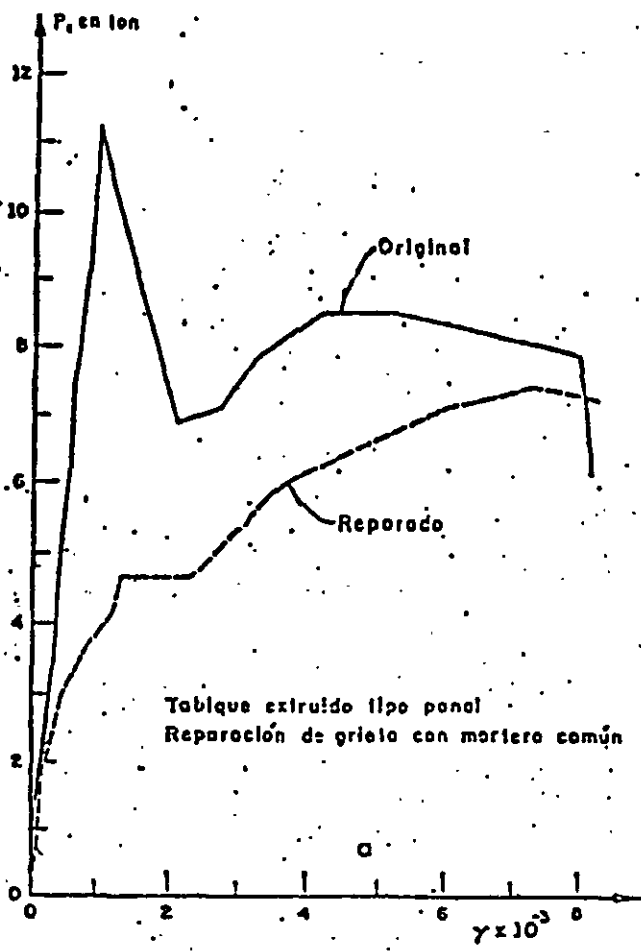


Fig 16 Eficiencia de diferentes formas de reparación de muros

No se ha incluido en ningún reglamento un procedimiento para calcular explícitamente la contribución del refuerzo a la resistencia por considerar que éste solo actúa cuando la mampostería se ha agrietado. Después del agrietamiento, el refuerzo deberá ser capaz de resistir la fuerza cortante total en el tablero; un procedimiento que se ha observado proporciona buena aproximación para calcular la capacidad del muro después de agrietado es el que a continuación se menciona.

Para calcular la resistencia del muro después de agrietado se harán las siguientes suposiciones:

- 1) El refuerzo del muro funciona una vez que éste se agrieta.
- 2) La grieta es única.
- 3) La resistencia a fuerzas cortantes va a ser proporcionada por el acero horizontal, V_h , los estribos en los castillos, V_{cast} , y la fricción desarrollada en la grieta, V_f .

Con las suposiciones anteriores, la resistencia del muro después de agrietado estará dada por la siguiente expresión

$$V_R = V_h + V_{cast} + V_f$$

sin embargo, debido a que no es posible que se llegue a desarrollar totalmente la capacidad del acero de refuerzo por el deterioro progresivo que sufre el muro ante las alternaciones de esfuerzos, y a que se introducen esfuerzos por flexión en las barras de refuerzo en adición a las de tensión, la fórmula anterior puede escribirse en la siguiente forma:

$$V_R = K (V_h + V_{cast}) + v_f A_T$$

donde

- v_f es el refuerzo promedio que puede desarrollarse por fricción y
 A_T el área transversal bruta del muro
 K la constante toma en cuenta lo expresado en el párrafo anterior.

La contribución de la fricción en la resistencia se supondrá independiente del tipo de material, mortero y refuerzo que forman el muro.

La constante K y el esfuerzo debido a la fricción v_f se determinaron a partir de los datos experimentales, resultando

$$V_R = 0.34 (V_h + V_{\text{cast}}) + A_T \quad (1)$$

donde

$V_h = (A_{sh}/st) f_y A_T$. A_{sh} es el área de acero horizontal colocado a una separación s en el espesor t del muro; f_y es el esfuerzo de fluencia y A_T el área bruta de la sección transversal del muro.

V_{cast}

Capacidad del castillo, interior o exterior, para resistir cortante; es igual a la suma de lo que resiste el concreto más la contribución del refuerzo transversal (estribos). La capacidad del concreto es igual a $A_c f'_c$, donde A_c es el área del castillo y f'_c la resistencia a compresión del concreto. La contribución de los estribos se calcula en igual forma que para vigas. Hay que tomar en consideración a todos los castillos que confinan al muro y que entran en una longitud menor que la altura del muro.

se observa que la fricción contribuye a la resistencia con un esfuerzo promedio de 1 kg/cm^2 , aproximadamente. El coeficiente de variación de la relación de valores calculadas con la expresión anterior, a valores experimentales resultó del 10 por ciento.

La anterior expresión permite diseñar el refuerzo de un muro para que sea capaz de soportar la fuerza cortante de diseño.

A manera de ejemplo se calculará el refuerzo necesario, horizontal y en los castillos, para que bajo alternaciones de esfuerzos un muro sea capaz de resistir una fuerza cortante igual a la que indujo el agrietamiento; suponiendo que este esfuerzo de agrietamiento sea de 2.3 kg/cm^2 , y el muro tenga un área de 2290 cm^2 , la fuerza cortante actuante que lo produjo es

$$V = 2.3 \times 2290 = 5270 \text{ kg}$$

Esta fuerza es la que tiene que resistir el refuerzo del muro. Se tienen tres alternativas de refuerzo: usar solo refuerzo en los castillos, usar solo refuerzo horizontal, o emplear una combinación de ambos refuerzos. Se resolverán a continuación las tres alternativas, en ellas se considera que las dimensiones de los castillos son 12 x 14 cm; se utilizará para los estribos alambrión No. 2 con $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$ y se despreciará la contribución del concreto a esfuerzos cortantes; como refuerzo horizontal se supondrá que se emplean varillas de 5/32 pulg de diámetro y $f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$.

a) Solo refuerzo en los castillos; de la expresión 1

$$V_R = 5270 = 0.34 (V_{\text{cast}}) + A$$

$$V_{\text{cast}} = 8760 \text{ kg}$$

Cada extremo del castillo deberá ser diseñado para resistir una fuerza cortante de

$$V'_{\text{cast}} = 8760/2 = 4380 \text{ kg}$$

la separación de los estribos es

$$S = \frac{2 \times 0.32 \times 2500 \times 12}{4382} = 4.4 \text{ cm}$$

$$S = 10 \text{ cm si } f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$$

Estos estribos se colocarán en las partes extremas de los castillos en una longitud de 40 cm a partir del vértice interior. En los castillos que confinan al muro puede aceptarse una separación de los estribos mayor que $d/2$ pero menor que d ; esto debido al tipo y trayectoria de las grietas que se presentan en los castillos.

b) Solo refuerzo horizontal

$$V_h = 8760 \text{ kg} = \frac{A_{sh}}{s} f_y A_T$$

$$A_{sh} = 8760 \frac{st}{f_y A_t}$$

suponiendo una separación de 30 cm (a cada 5 hiladas) y $t = 12$ cm

$$A_s = 0.23 \text{ cm}^2;$$

$$2 \text{ varillas } 5/32 \text{ pulg} = 0.24 \text{ cm}^2$$

el muro se reforzaría con 2 varillas 5/32 cada 5 hiladas

c) Combinando refuerzo en los castillos con horizontal

Aplicando la expresión 1 resulta

$$V_h + V_{cast} = 8760 \text{ kg}$$

suponiendo que cada uno de los refuerzos deba resistir la mitad de la carga se determina, siguiendo pasos similares a los incisos a y b, los estribos No. 2 deberán ir espaciados a cada 8.5 cm y el refuerzo horizontal consistirá en 2 varillas de 5/32 pulg cada 9 hiladas (o una varilla cada 4 hiladas).

En el caso de un muro de tabique rojo de 4 m de longitud, el refuerzo necesario para sostener la fuerza cortante resistente a un esfuerzo $v^* = 3 \text{ kg/cm}^2$; consistiría en estribos de alambroón No. 2 espaciados a cada 2.5 cm, 7 cm en caso de usar alambroón con $f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$; otra opción es reforzar el muro con estribos en los castillos a cada 7 cm y añadir 2 varillas 5/32 pulg (alta resistencia) cada 8 hiladas.

Si las piezas que forman el muro son huecas, se pide en diversos reglamentos colocar una cierta cantidad mínima de refuerzo interior. Generalmente se establece (probablemente sin una base sólida, sino más bien -- por extrapolación de resultados en muros de concreto) que la cuantía de refuerzo vertical y horizontal del muro no será menor de 0.2 por ciento, debiendo colocar una tercera parte de esta en cualquier dirección. Esta última cantidad, colocada como refuerzo horizontal representa una cuantía 25 por ciento mayor a la que necesitaría el muro analizado en el pá

rafo anterior, suponiendo que está formado de piezas huecas y reforzado solo con acero horizontal. En general, se observa que dicha cantidad mínima de refuerzo horizontal está en exceso de la necesaria para desarrollar la capacidad del muro; sería necesario que la mampostería de un muro de las mismas características anteriores tuviera un esfuerzo nominal de diseño, v^* , igual a 3.4 kg/cm^2 , para que con solo el refuerzo horizontal fuera capaz de sostener la fuerza cortante resistente una vez que el muro se agrieta. Con lo discutido anteriormente se quiere hacer ver que la especificación sobre cuantía mínima de refuerzo para mampostería de piezas huecas está en exceso para la mayoría de los materiales a los que hacen mención los reglamentos mencionados; sin embargo, a falta de mayor información y estudio sobre el particular se sugiere respetar dicha disposición.

5.2.3 Resistencia a flexocompresión en el plano del muro

Es importante recordar que las cargas laterales producen no solo fuerzas cortantes en los muros, sino también momentos flexionantes que frecuentemente requieren de refuerzo especial por flexión en los extremos del muro.

La resistencia a flexión y a flexocompresión en el plano del muro se calculará, para muros sin refuerzo, según la teoría de resistencia de materiales suponiendo una distribución lineal de los esfuerzos en la mampostería. Se considerará que la mampostería no resiste tensiones y que la falla ocurre cuando aparece en la sección crítica un esfuerzo de compresión igual a f_m^* .

La capacidad a flexión o a flexocompresión en el plano de un muro con refuerzo interior o exterior se calculará con un método de diseño basado en las hipótesis vistas para el caso de carga vertical excéntrica.

Para muros reforzados con barras colocadas simétricamente en sus extremos, las fórmulas simplificadas siguientes dan valores suficientemente aproximados y conservadores del momento resistente de diseño.

Para flexión simple, el momento resistente se calculará como

$$M_o = F_R A_s f_y d'$$

donde

A_s es el área de acero colocada en los extremos del muro
 d' la distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro

Cuando exista carga axial sobre el muro, el momento de la sección se modificará de acuerdo con la ecuación.

$$M_R = M_0 + 0.30 P_u d \quad ; \quad \text{si } P_u \leq \frac{P_R}{3}$$

$$M_R = (1.5 M_0 + 0.15 P_R d) \left(1 - \frac{P_u}{P_R}\right); \quad \text{si } P_u > \frac{P_R}{3}$$

donde

P_u es la carga axial de diseño total sobre el muro, que se considerará positiva si es de compresión.

d el peralte efectivo del refuerzo de tensión

P_R la resistencia a compresión axial

F_R en este caso igual a 0.6

Estas fórmulas simplificadas se deducen al considerar que el diagrama de interacción en flexocompresión (representación gráfica de las combinaciones de carga axial y momento flexionante que ocasiona la falla del elemento) está formado por dos tramos rectos.

REPARACION DE DAÑOS ESTRUCTURALES
ELEMENTOS DE MAMPOSTERIA

Oscar Hernández B^{I,II}

INTRODUCCION

Dada la gran actividad sísmica que se presenta en México, se considera de gran importancia conocer el efecto de los sismos sobre las estructuras, los daños que les producen y la forma de lograr que éstas recuperen o superen sus características de resistencia y capacidad de deformación.

Al examinar los daños que ocasiona un sismo se encuentra que en general éstos pueden ser de dos tipos: estructurales y no estructurales; éstos últimos, como agrietamientos de muros de relleno y caída de acabados, son arreglados en forma rápida aunque en ocasiones a costos elevados.

Los daños estructurales corresponden a una categoría que es mucho más importante que la otra; en este caso es necesario rehabilitar la estructura tomando en cuenta diversos aspectos cuyo análisis y descripción constituye el objetivo del presente trabajo. Entre los aspectos que se considerarán están la identificación de las fallas que se producen en estructuras convencionales y las causas que las originan, la prescripción de métodos para evitarlas y los procedimientos para reparar y reforzar elementos estructurales y estructuras completas. Lo anterior se efectuará para estructuras de mampostería.

EVALUACION DEL DAÑO EN ESTRUCTURAS

Aspectos generales. A pesar de los avances de la ingeniería sísmica, en opinión de muchos investigadores y profesionistas, el diseño y construcción de estructuras resistentes a sismos es parte de un arte y parte ciencia. Un hecho que ha mejorado el juicio de los ingenieros ha sido el observar el comportamiento, bueno o malo, de las estructuras después de que ha ocurrido un sismo; esto ha proporcionado invaluable ayuda para mejorar los códigos y métodos de análisis y dimensionamiento.

Entre los problemas de la ingeniería estructural que constituyen un reto está el definir qué acción debe tomarse cuando una estructura es dañada por un sismo, ya que se tiene que decidir si es susceptible de repararse o si debe condenarse a ser demolida.

En principio, cualquier estructura dañada que permanece en pie es reparable, pero influirán en la decisión de hacerlo aspectos de tipo económico, social y, en algunas circunstancias, aspectos políticos.

La reparación y refuerzo de estructuras es una actividad a la que sólo eventualmente se le ha dado importancia, generalmente después de que un sismo ha ocurrido; en algunos países se legisla acerca de la necesidad de que las estructuras con varios años de uso cumplan con los nuevos códigos de diseño, forzando incluso a realizar el refuerzo de las mismas aun cuando no hayan tenido daños durante temblores previos.

Después de la ocurrencia de un sismo severo, generalmente se procede a hacer una

I Director General, Proyectos Tensión, S.A. de C.V.

II Profesor, División de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, UNAM.

evaluación superficial de los daños y a la reparación de la estructura; en la mayoría de los casos esta reparación consiste en la remoción y sustitución del material dañado, sin realizar estudios acerca de la conveniencia de reestructurar la construcción, dejándola en condiciones precarias ante otro sismo. Por lo anterior, es necesario que se forme mayor conciencia de lo peligroso y anti-económico que resulta proceder en esta manera, y que es necesario entender mejor el porqué de las fallas, la manera de evitarlas y, en su caso, la forma de proceder a reparar el daño.

Procedimiento para evaluar el daño. El problema principal radica en establecer la magnitud del daño en la estructura y decidir si esta debe demolerse o repararse, y en este último caso, recomendar el procedimiento de reparación adecuado.

Para tomar esta decisión es necesario que el ingeniero haga uso de sus conocimientos y experiencia en la forma más razonada posible, aún cuando dispone de poco tiempo para hacerlos, porque por motivos económicos y sociales las estructuras tienen que volver a su uso a la brevedad posible.

El problema de diagnóstico y evaluación de los daños consiste en determinar la resistencia de la estructura en una situación actual y revisar si tiene un factor de seguridad adecuado; es decir, si la relación entre su resistencia y la intensidad de las cargas que puedan afectarla es suficientemente grande para cubrir con seguridad la posibilidad de un eventual colapso ante sismos futuros. Para esto, la primera acción a tomar es realizar una inspección detallada de la estructura para localizar los daños estructurales y no estructurales existentes, especificar el tipo de daño y elaborar planos con la información que al respecto se recabe; esto es indispensable para tener una visión de conjunto del comportamiento que tuvo la estructura, con el fin de establecer las causas de los daños.

Como segunda acción a tomar, o en paralelo con la primera, es indispensable analizar los planos estructurales y arquitectónicos de la estructura en su concepción original, con el propósito de determinar su estructuración, dimensiones y refuerzo de los elementos estructurales, localización de elementos no estructurales, propiedades de los materiales, etc., así como también las magnitudes de las cargas vivas y muertas de diseño. Cuando no se cuenta con los planos mencionados (situación muy frecuente), se debe llevar a cabo un levantamiento físico para recabar los datos necesarios incluyendo calas para determinar cantidades de refuerzo existente, así como obtención de muestras de concreto, mampostería y acero de refuerzo para pruebas de laboratorio.

Con lo anterior, se procede al análisis de la estructura en condiciones originales (antes del daño) bajo cargas verticales y horizontales, con el fin de comparar los elementos mecánicos resultantes con los daños observados y registrados en el levantamiento previo y llegar a conclusiones sobre la posible causa de los daños; si esta no es grave y los daños no son de gran magnitud, éstos pueden repararse localmente. Si la causa de los daños es grave, estos son numerosos y de consideración la estructura es insegura y se procede a rediseñarla a la brevedad posible; dejarla tal como está, efectuando únicamente reparaciones locales, es peligroso porque se presentarían daños ante otro movimiento sísmico, posiblemente con mayores consecuencias.

Para este propósito y tomando en cuenta las causas de la falla, hay que procurar mejor comportamiento de la estructura. Si tenía una excesiva flexibilidad, deben incluirse suficientes elementos resistentes a cargas laterales distribuidos en forma más o menos uniforme para no introducir excentricidades indeseables.

Con la nueva estructuración y secciones propuestas debe efectuarse otro análisis para dimensionar los miembros estructurales adicionales y, si así resulta necesario, proceder al refuerzo de los ya existentes.

Finalmente viene otro aspecto que es difícil de determinar: la eficiencia de la reparación, refuerzo o reestructuración. La manera más conveniente de verificar lo anterior es mediante pruebas de carga, tanto verticales como laterales; desafortunadamente en muchos casos no se cuenta con el sistema para proporcionar cargas laterales de la magnitud deseada, quedando entonces la duda acerca de la eficiencia de los procedimientos utilizados para restaurar o aumentar la resistencia y rigidez.

Una manera de lograr una idea burda acerca de la rigidez es midiendo el periodo de vibración de la estructura para oscilaciones pequeñas; si este periodo disminuye quiere decir, si no se ha incrementado la masa, que se ha aumentado la rigidez lateral de la estructura.

Por todo lo comentado con anterioridad y por las incertidumbres que se tienen durante el proceso de rediseño debe buscarse que se tenga un alto margen de seguridad entre la resistencia calculada y la necesaria según los nuevos análisis.

DAÑOS MAS COMUNES EN ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA

En esta parte del trabajo se indican los daños más comunes que presentan distintos tipos de construcciones, las causas que los originan y la manera de evitarlos. La forma de reparar esos daños se verá en detalle más adelante, donde se describirán distintos procedimientos que se han estudiado en México.

Mampostería de adobe. El adobe es el material más empleado para los muros en la vivienda rural en México y muchas otras partes del mundo. Las viviendas más comunes se caracterizan por un cuerpo principal de un solo piso, planta rectangular alargada de 30 a 50 m² de área, muros de 3 a 3.5 m de altura con espesores de 40 a 60 cm sin refuerzo, frecuentemente sin muros divisorios, y escasa restricción de la parte superior de los mismos. Todo ello hace que el comportamiento esté regido por la flexión de los muros en dirección normal a su plano.

En la fig 1a se muestran los sistemas de techos más comunes y en la fig 1b la falla característica de estas viviendas.

Al vibrar los muros durante un sismo, se inducen momentos flexionantes críticos en las esquinas superiores de los mismos, los cuales se agrietan progresivamente hacia abajo, de manera que el muro frontal comienza a vibrar como en voladizo, ocurriendo el volteamiento cuando la altura agrietada del muro es suficiente para que la resultante de las fuerzas caiga fuera de la sección del muro. El volteamiento ocurre casi siempre hacia afuera, ayudado por el cocc del techo; este modo de falla es el que se ha observado con mayor frecuencia a causa de sismos.

En viviendas en las que la longitud no soportada de muros es pequeña o en las que los techos proporcionan restricción a la flexión, o en las de más de un piso, la falla suele ocurrir por cortante a través de grietas diagonales. Este modo de falla es propiciado con frecuencia por la existencia de aberturas importantes en los muros.

Se ha observado que el colapso se inicia en ocasiones por la caída del techo, ya sea por fallas locales en las conexiones o en la madera misma por encontrarse muy deteriorada, o por deslizamiento de los elementos del techo sobre los muros, a los

que están fijados en forma muy precaria. — 4

Son diversas las soluciones que se han propuesto en la literatura para evitar el daño en viviendas de adobe. Como recomendaciones generales para mejorar el comportamiento sísmico de estas construcciones se pueden mencionar:

1. Hacer una selección cuidadosa de los suelos con que se fabrica el adobe y su mejoramiento con fibras o con aditivos estabilizadores.
2. Reducir la altura de los muros al mínimo admisible para la habitabilidad de la vivienda.
3. Subdividir los espacios interiores mediante muros ligados entre sí con el mejor cuatrapeo posible de las piezas.
4. Evitar techos pesados y estructurar éstos para que tengan rigidez en su plano.

Si se siguieran las recomendaciones anteriores, se aliviarían algunos inconvenientes como son la escasa resistencia en tensión del adobe y la poca adherencia que se logra en las juntas con los morteros de lodo. Sin embargo, aún con adobes de buena calidad, no puede lograrse una buena liga entre los muros transversales, por lo que es probable que los muros fallen por el efecto de fuerzas normales a su plano, ya sea por volteamiento o por fallas locales debidas a los empujes de los elementos de techo. En muchas ocasiones las fallas de estas construcciones aumentan porque el adobe se encuentra muy debilitado por efecto del intemperismo. En consecuencia, una mejora importante en el comportamiento sísmico sólo puede obtenerse por medio de algún refuerzo en el adobe que proporcione una liga adecuada entre los elementos y cierto confinamiento y capacidad de deformación a los muros. La manera como esto puede lograrse se verá más adelante.

Elementos de mampostería de piedras artificiales. Existen diferentes modalidades para construir muros de mampostería, desde la no reforzada hasta las modalidades más conocidas como son la mampostería confinada y la mampostería con refuerzo interior.

Las mamposterías de tabique y bloque sin refuerzo han tenido un comportamiento deficiente ante el efecto de sismo o de movimientos de las cimentaciones; adolecen de dos defectos graves: la liga que se logra entre muros transversales por el simple cuatrapeo de las piezas, no es suficiente para impedir el volteamiento de los muros ante empujes en su plano, y la falta de confinamiento y refuerzo hace que pueda ocurrir una falla frágil por el efecto de las cargas en el plano del muro. Su comportamiento sísmico es similar al de las construcciones de adobe.

El comportamiento sísmico de construcciones cuyos muros están confinados con dalas y castillos ha sido definitivamente mejor que el de la mampostería no reforzada. Al estar rodeados por un elemento perimetral de concreto, los muros tienen una capacidad de deformación mucho mayor y no fallan bruscamente al agrietarse. Los castillos y dalas permiten realizar además una liga eficaz de los muros entre sí y de estos con los sistemas de piso.

Hay que hacer notar que a pesar de que con este sistema se reduce la probabilidad de un colapso de la construcción, no se evita los agrietamientos diagonales en los muros, ya que la resistencia en tensión diagonal de la mampostería no se incrementa apreciablemente por la presencia de las dalas y castillos.

Para la mampostería con refuerzo interior, tanto el comportamiento sísmico observado en estructuras reales como los ensayos de muros en el laboratorio indican que, si se coloca únicamente refuerzo vertical muy espaciado y no se proporciona refuerzo horizontal, el comportamiento sísmico es deficiente debido a la falla local de las piezas huecas.

Los daños que puede presentar las mamposterías son principalmente debidas al inadecuado refuerzo o liga con los elementos que los confinan, por las torsiones causadas al estructurar en forma deficiente la construcción o por la falla del suelo debida a asentamientos diferenciales, momentos de volteo o a la licuación del suelo.

En términos generales, en la mampostería se pueden presentar tres tipos de falla: compresión, flexión y cortante. La primera de ellas es muy raro que llegue a ocurrir y por lo tanto no se hablará más de ella; la falla por flexión se identifica por las grietas horizontales que se abren en un extremo del muro sobre las juntas de mortero situadas en la parte inferior, mientras que en el otro extremo del muro ocurre el aplastamiento de las piezas y/o elemento que confina al muro; ocurre una variante de la falla por flexión que se identifica por grietas verticales en la parte inferior del muro, esta se debe básicamente a hundimientos del terreno ocurridos en un lapso considerable de tiempo.

Mucho más frecuente que los dos tipos de falla antes descritos es el debido a fuerzas cortantes producidas ya sea por fuerzas laterales externas (sismo principalmente) o por hundimientos diferenciales del terreno; fácilmente se identifica esta falla porque son grietas diagonales sobre el muro que pueden seguir dos trayectorias: 1) sobre las juntas del mortero, en cuyo caso se dice que es una falla por cortante y 2) sobre piezas y juntas, dando lugar a la denominada falla por tensión diagonal.

En el caso de falla por tensión diagonal prácticamente se puede decir que se ha agotado la resistencia de la mampostería, por lo que de requerirse el reforzamiento de la misma implicará necesariamente el uso de acero de refuerzo o cambiar la mampostería por otra más resistente. No es así el caso cuando se tiene falla por cortante (por las juntas) en donde, como se verá posteriormente, se pueden utilizar otros procedimientos para aumentar su resistencia ante fuerzas cortantes.

PROCEDIMIENTOS DE REPARACION Y REFUERZO

La filosofía de diseño más aceptada establece que para sismos de intensidad moderada se deben diseñar las estructuras para que no presenten daños estructurales, aunque tal vez se tengan algunos daños no estructurales si la construcción es muy flexible; y para el sismo de diseño, la estructura debe quedar en pie aun cuando presente graves daños en sus elementos estructurales. Para sismos de intensidad intermedia la estructura puede presentar algunos daños estructurales debido a malos detalles constructivos, deficiente calidad de los materiales, etc., surgiendo entonces la necesidad de reparar los daños. Se pueden establecer tres niveles de reparación:

1. Se resanan superficialmente los elementos estructurales. Esto ocurre con frecuencia en construcciones de personas de bajos recursos, o se hace por ignorancia en otros tipos de estructuras; como consecuencia, quedan debilitadas para eventos futuros.

2. La estructura se repara para recuperar su resistencia y rigidez original. Esto generalmente se trata de conseguir mediante la reparación local de los miembros dañados; sin embargo, se ha observado que casi nunca se alcanza, quedando la estructura susceptible de presentar los mismos daños, o más graves, ante sismos de la misma intensidad.
3. Se rediseña la estructura. A este nivel, además de la reparación local se procede a rediseñar la construcción para asegurar su supervivencia para sismos más intensos que el que produjo el daño.

De las alternativas anteriores; la tercera es la más conveniente a seguir, aun cuando la segunda es en ocasiones aceptable, sobre todo cuando están muy localizados los daños; la reparación superficial debe evitarse.

Los procedimientos de reparación y refuerzo que actualmente se emplean son empíricos, ya que han sido desarrollados con base en experiencia acumulada. Cuando se procede sólo a reparar localmente debe quedar muy claro el objetivo a lograr, pero en la mayoría de las ocasiones, se tiene que reestructurar la construcción en vista del comportamiento inadecuado observado para un sismo de menor intensidad al de diseño. En estos casos, el ingeniero depende de los resultados de la inspección, del análisis y, en un alto porcentaje, de su criterio, conocimiento y experiencia para hacer el diagnóstico adecuado.

También es conveniente tener en consideración que existen diversos elementos estructurales que, por su forma o por sus condiciones de sollicitación, pueden presentar falla de tipo frágil; ejemplo de esto lo constituyen las fallas por cortante en muros. En estos casos será necesario que el procedimiento de reparación además de restaurar la resistencia, proporcione capacidad de deformación al miembro estructural y a la estructura.

Cabe decir que los materiales que se utilicen para la reparación deben alcanzar altas resistencias a temprana edad porque en este caso la rapidez de ejecución es muy importante. También es importante mencionar que el sentir general de los expertos en el tema de reparación de estructuras es que la construcción más problemática de rehabilitar es la formada a base de elementos de mampostería, los cuales son capaces de soportar altas cargas laterales, pero tienen poca reserva de resistencia; además, se ha observado que por lo general el costo de su reparación es mayor al de otras construcciones con sistema de estructuración diferente.

Mampostería de piedras artificiales sin refuerzo. En el caso que la estructura dañada presente falla por las juntas puede no ser necesario utilizar refuerzo para aumentar su seguridad a niveles adecuados, a continuación se resumirá un estudio realizado por el autor para tratar de establecer como se puede incrementar la resistencia de este tipo de mampostería.

Se ensayaron diversos tipos de mampostería (piezas y morteros) provocando los tipos de falla típicos ante fuerzas cortantes, después de lo cual se repararon como a continuación se menciona: 1) mediante un aplanado de mortero rico en cemento (1:0:3 cemento, cal, arena); 2) llenado con mortero los huecos de las piezas y 3) combinando los dos procedimientos anteriores. Cabe mencionar que en ningún caso se volvieron a pegar las juntas donde el espécimen falló originalmente, sino solo se superpusieron las piezas y se aplicó el procedimiento de reparación; lo anterior se hizo para que los resultados obtenidos estuvieran dentro de la seguridad al ser aplicados porque por lo general se acostumbra "revelar" la zona dañada de las mamposterías.

Los especímenes ensayados (muretes) eran de aproximadamente 60 x 60 cm y se les aplicaba una carga en una de sus diagonales, lo que producía una falla de cortante o tensión diagonal en el murete. Las características de las diferentes mamposterías antes y después de reparados se pueden ver en la tabla 1. En dicha tabla solo se presentan los valores medios y sus coeficientes de variación; mientras que en la tabla 2 se muestran los valores mínimos probables que se calcularon con la expresión propuesta por el Reglamento para construcciones del D.D.F., dicha expresión es

$$v^* = \frac{\bar{v}}{1 + 2.5 \text{ C.V.}}$$

donde

v^* valor de diseño que tiene una probabilidad de no ser alcanzado del 2%
 \bar{v} valor medio obtenido del ensaye
 C.V. coeficiente de variación de la muestra

La interpretación de los resultados se hará con base en esta última tabla con la finalidad de tomar en cuenta la variabilidad de los datos y referirse a valores que tengan una probabilidad muy baja de que no se alcancen.

Debido a lo limitado del estudio en cuanto a número de variables: piezas y morteros, la interpretación que se realice deberá tomarse con reserva, y servir únicamente como guía en caso de tratar de extrapolar los resultados del estudio.

Considerando lo anterior, analizando los valores mostrados en la tabla 2 y el comportamiento observados de los especímenes durante su ensaye, se pueden hacer los siguientes comentarios:

- Si la capacidad de la mampostería está limitada por la baja calidad del mortero (falla por las juntas), se puede lograr un incremento sustancial de la resistencia empleando un mortero de buena calidad ya sea como aplanado o relleno de los huecos de las piezas.
- A mejor calidad del aplanado mayor incremento de la resistencia. Aún cuando por lo limitado del estudio no se puede determinar, debe haber un límite para lograr este efecto en forma óptima; es decir, debe existir alguna relación entre resistencia del aplanado, capacidad alcanzada y/o capacidad original.
- El aplanado aumenta la resistencia a cortante cuando hace que cambie el tipo de falla de la mampostería; esto generalmente sucede cuando el mortero del aplanado es de mucho mejor calidad del que se tiene en las juntas. El incremento esperado en estas condiciones es cuando menos del 40 por ciento.
- En el caso de llenar los huecos, se ve de la tabla 2 que el incremento es del orden del 50 por ciento, prácticamente independiente del tipo de pieza (porcentaje de huecos) y mortero utilizado; se observa también que cambia el tipo de falla. Este tipo de reparación sería adecuado cuando se quiere conservar la apariencia de las piezas y la falla haya sido por las juntas.
- El combinar el llenado de los huecos con un aplanado en las caras laterales aumenta sustancialmente la resistencia; incluso, se nota una cierta influencia del porcentaje de huecos de las piezas que componen la mampostería. La fig 2 muestra dicha variación para los resultados de este estudio; en el eje vertical se tiene

el factor por el que se incrementa el valor de la resistencia original de la mampostería, mientras que en el horizontal el porcentaje de huecos de la misma. Si por los valores promedio para el bloque de concreto y el tabique extraído se pasa una línea recta que también pase por el punto (0, 1), que correspondería a una pieza sólida (0 por ciento de huecos), se observa que se alinean aproximadamente sobre una recta haciendo ver que el incremento de resistencia es prácticamente proporcional al área de huecos.

Lo expresado en el párrafo anterior es cierto siempre y cuando se cumplan simultáneamente los siguientes aspectos:

- a) La mampostería original no presenta una falla neta de tensión diagonal (que sugeriría que está agotada totalmente la capacidad de la mampostería).
- b) Se llenan completamente todos los huecos.
- c) Se utiliza un mortero de buena calidad tanto para el aplanado como para el llenado de los huecos. Cumpliendo con lo anterior, la expresión que resulta de los datos de este estudio para calcular el incremento sobre la resistencia original es

$$F = 1 + 0.03 H_x$$

donde F es el factor que incrementa la resistencia original y H_x el porcentaje de huecos de las piezas. Debe tenerse presente que si la falla de la mampostería original tiende a ser por las piezas (o combinada), el incremento en resistencia es menor cuando la resistencia de la mampostería original es alta; por ejemplo, comparar la mampostería de bloque de concreto con mortero 1:2:9 AB — con aquella con mortero 1:0:3 AB; en el primer caso el incremento es del 80 por ciento respecto a la resistencia original, mientras que en el segundo es solo del 30 por ciento. En el caso del tabique extruido la diferencia es menor (2.35 versus 2.15) para los mismos criterios de reparación que en el caso anterior.

- Se observa también que el emplear un buen mortero como aplanado es equivalente a solo llenar los huecos.

Como conclusión de esta fase experimental puede decirse que es posible incrementar sustancialmente la capacidad de mampostería sin refuerzo ya sea mediante la colocación de un aplanado a base de morteros de buena calidad y/o llenando los orificios de las piezas huecas. En el caso de que las mamposterías dañadas ya posean un aplanado y el tipo de falla sea por las juntas, la colocación de otro aplanado de mucha mejor calidad seguramente incrementará su capacidad; mientras que si la falla de un muro, con o sin aplanado, es por tensión diagonal, solo será posible incrementar su resistencia mediante aplanados reforzados con malla de acero electrosoldada. En las mamposterías de piezas huecas el llenar los huecos incrementará su capacidad salvo en el caso que la falla hubiera sido de tensión diagonal; en este caso el llenado — cuando más recuperará su capacidad, pero como por apariencia debe ponerse un aplanado, seguramente incrementará su resistencia. Estas últimas variantes es necesario valuarlas experimentalmente.

Mampostería de adobe. En diversos estudios, refs 1 a 4, se proponen algunos procedimientos para reforzar y aumentar la seguridad ante sismo de estas estructuras. A continuación se describen los que se consideran más convenientes:

1. Una viga de concreto en la parte superior de los muros, como se muestra en la fig 3. Con este procedimiento se logra una liga adecuada con el adobe y con el techo mediante detalles constructivos sencillos (ref 2); se mejora sustancialmente el comportamiento si, además, se colocan tensores verticales en los extremos de los muros.
2. Otra opción es emplear una viga de alma abierta de madera (ref 3), como se muestra en la fig 4a.
3. Una forma muy sencilla de ligar los muros es mediante barras de acero tensadas, fig 4b; este procedimiento se ha empleado para reforzar viviendas de mampostería de piedra dañadas a raíz del temblor de Skopje, Yugoslavia (1963) y los del Friuli, Italia (1975); el empleo de tensores verticales mejora sustancialmente el comportamiento.
4. Un procedimiento que tiende a lograr refuerzo, rigidización y liga de los muros, así como su protección de la intemperie es el que se muestra en la fig 5 consiste, ref 4, en colocar un recubrimiento de mortero de cemento sobre una malla de acero de refuerzo cuidadosamente fijada al muro por ambas caras, formando un elemento compuesto de adobe y mortero reforzado.

Se tiene evidencia experimental de los sistemas de refuerzo 1, 3 y 4, que proporcionarán una mejoría notable de su comportamiento y resistencia ante sismo (cuando menos se duplica); en la ref 1 se describe con detalle el ensaye de modelos de vivienda reforzada con los procedimientos antes descritos.

Estos criterios de refuerzo también pueden aplicarse a construcciones de mampostería de tabiques de barro o de concreto sin refuerzo.

Mampostería de piedras artificiales con refuerzo. En algunos países como Estados Unidos y Nueva Zelanda la mampostería con refuerzo interior es bastante popular como sistema constructivo; sin embargo, es usual que se llenen completamente los huecos de las piezas con un mortero muy fluido y con abundante refuerzo vertical y horizontal. Con este sistema, en mampostería de bloques de concreto, se obtiene prácticamente un muro monolítico porque el concreto colado en los huecos se adhiere perfectamente al bloque; en piezas de barro, la eficacia del procedimiento es menor porque el concreto o mortero empleado para llenar los huecos, al contraerse por fraguado, se separa del tabique; el empleo de aditivos estabilizadores puede evitar este problema. En general la reparación de mampostería con refuerzo interior resulta, si no imposible de realizar, sí muy complicada.

El procedimiento de reparación a seguir depende del tipo de pieza y mortero que se tenga; por lo general es necesario añadir refuerzo al muro después de reparar localmente la grieta. A continuación se mencionan algunos estudios que se han realizado en esta dirección.

En la ref 5 se describe el empleo de mallas de acero en ambas caras del muro como sistema de refuerzo; también se describe la reparación local de las grietas.

En este último caso se observó que la resistencia original se recupera casi totalmente y en el caso de mampostería de piedra, aumenta aproximadamente al doble, esto, lo explica el autor, es debido a que la mampostería absorbe parte del material que se utiliza para reparar las grietas.

El refuerzo con malla de acero se realizó uniendo al refuerzo de ambas caras mediante alambres y cubriéndolas después con mortero que tenía un espesor de 3 cm; además, se reparó localmente la grieta. Con este procedimiento se sobrepasó la resistencia original.

En el Instituto de Ingeniería de la UNAM se realizó un programa experimental exploratorio tendiente a determinar los procedimientos más efectivos para la reparación de mampostería dañadas por sismo o hundimientos diferenciales.

Se repararon ocho muros que habían sido previamente llevados a la falla; seis de ellos se ensayaron bajo carga monotónica, como parte de otra investigación, y dos se probaron recientemente ante cargas laterales alternadas. Los seis primeros eran de tabique extruido con castillos en sus extremos; la falla consistía en una grieta de tensión diagonal en el muro la cual se prolongaba también sobre los castillos. En general, los muros se llevaron a un estado muy avanzado de falla y su capacidad estructural quedó prácticamente anulada. Los dos últimos muros eran de tabique rojo y quedaron en las mismas condiciones.

En la tabla 3 se presentan las características originales de los muros y las que se determinaron después de la reparación. El ensayo de los muros reparados se efectuó bajo las mismas condiciones que el original.

La reparación por tanto se hizo en el marco confinante y en la mampostería. En todos los casos los castillos se resanaron con un mortero de alta resistencia; en la mampostería la reparación se efectuó de diversas maneras.

El muro 1 sufrió falla de cortante (grietas por las juntas); se reparó rellenando las grietas con un mortero comercial denominado Polimor (de alta adherencia). En el muro 2 la reparación se efectuó resanando las grietas que se habían desarrollado con un mortero de cemento que contenía un aditivo para aumentar la adherencia; después se volvió a colocar el aplanado que originalmente tenía. El muro 3, que falló por tensión diagonal, (la grieta atraviesa tanto las juntas como las piezas), se reparó mediante rajueleo con mortero de cemento, colocando después malla de alambre, tipo gallinero, en un lado del muro; finalmente se cubrió la malla con un aplanado de yeso. El muro número 4 solamente se reparó en la zona de falla con mortero de cemento. En el muro 5 se reparó la zona dañada con mortero común, se colocó después una malla de alambre entrelazada de 7 cm por lado, que se fijó mediante taquetes al marco perimetral y al muro; finalmente, se añadió un aplanado de yeso y cemento. En el muro 6 se eliminó el aplanado de yeso que tenía para colocarle una malla tipo gallinero, después de haber rajueleado la zona de falla con un mortero de cemento; finalmente se volvió a colocar un aplanado de cemento y yeso. El muro 7 y 8 eran idénticos, al primero se le colocó, después de resanar la grieta con mortero de alta resistencia, una capa de malla electrosoldada 6 x 6 - 14/14, por ambas caras, que se cubrió con un aplanado de cemento-arena en proporción 1 a 3. (en volumen) el muro 8 tenía el doble de refuerzo.

Las figs 6 a 11 muestran las curvas carga diagonal deformación angular (desplazamiento en la parte superior del muro dividido por su altura) para los seis primeros muros, tanto para el muro original como para el reparado, y en las figs 12 y 13, los dos últimos ensayos; sobre el eje vertical se representa el esfuerzo cortante promedio.

El muro 1 recuperó su resistencia y rigidez originales casi totalmente; la falla del muro reparado le ocasionó una grieta diferente a la del muro original, la cual da fe de las buenas características de adherencia del material empleado.

En los muros 2 a 6 se presentó la misma configuración de agrietamiento que en el muro original.

El muro 2 conservó hasta la falla la misma rigidez que el agrietamiento que en el muro original.

El muro 3 alcanzó casi totalmente la resistencia original y conservó la misma rigidez; se considera que el aplanado es el que contribuyó esencialmente a proporcionar la resistencia y rigidez al muro reparado y que el acero de refuerzo trabajó solo después del agrietamiento, proporcionando ductilidad al muro para cargas menores a la del agrietamiento original; lo anterior se debió a la baja cantidad de refuerzo empleado y a que el tipo de malla usada no es eficiente para estos fines.

El comportamiento del muro 4 demuestra que resanar simplemente las grietas con mortero común no es eficiente como método de reparación; la rigidez y la resistencia se reducen drásticamente.

El muro 5 conservó la rigidez original hasta el agrietamiento, el que se presentó cuando se rebasó la contribución del aplanado (comparar muro 3 con 5); no disminuyó la resistencia por la malla de refuerzo.

Con el muro 6 se trató de ver el efecto de la malla de refuerzo; originalmente el muro tenía aplanado de cemento. Se observó que el muro no conservó su rigidez original, debido a que el aplanado que se utilizó después de reparar las grietas fue de menor calidad al que tenía originalmente. La malla de alambre comenzó a funcionar después que se agrietó el muro, incrementando la resistencia hasta que se dañó el marco perimetral; no se llegó a igualar la resistencia original probablemente por la poca cuantía de refuerzo y por el tipo de malla utilizada.

Durante esta serie de seis muros se observó que, para deformaciones grandes, el aplanado se despega del muro haciendo que la malla se desprenda sobre la diagonal de compresión, dando lugar a una disminución de la resistencia. Sería conveniente, por lo tanto, utilizar algún aplanado que se adhiriera mejor a la mampostería, o bien sujetar mejor el refuerzo al muro para ayudar a este propósito. Esto se hizo en los muros 7 y 8 donde las mallas de refuerzo de ambas caras se sujetaron entre sí, evitando el desprendimiento del aplanado y mejorando el comportamiento, como se observa en las figs 12 y 13.

Del análisis del comportamiento de los muros, del estudio de las figs 6 a 13 y de la tabla 4.2, se extraen las siguientes conclusiones:

- a) La rigidez del muro reparado es casi la misma que la del original hasta el instante de agrietamiento, siempre y cuando se utilicen morteros resistentes para resanar la grieta.
- b) El comportamiento de muros en los que sólo se resana la grieta con mortero común, resulta muy inferior al del muro original.
- c) El aplanado ayuda a retardar la aparición del agrietamiento en muros reparados con mortero común.
- d) El acero de refuerzo colocado en forma de malla y cubierto por un aplanado de yeso o cemento, es efectivo una vez que se agrieta el muro.

- e) La presencia del acero hace dúctil y resistente al muro después del agrietamiento.
- f) Con los sistemas de reparación empleados nunca se igualó la resistencia original, pero se llegó a valores bastante cercanos cuando se utilizó mortero de alta resistencia para resanar la grieta y porcentajes bajos de acero de refuerzo en forma de malla.
- g) Para las mamposterías aquí empleadas, la malla de alambre tipo gallinero parece ser suficiente para restaurar la resistencia original, y usándola por ambos lados del muro daría mejor resultado.
- h) Después de agrietada la mampostería, la resistencia disminuye notablemente cuando se daña el marco perimetral y no existe otro tipo de refuerzo.
- i) La resistencia después del agrietamiento es función del porcentaje de refuerzo.

Por lo anterior sería conveniente seguir con estos estudios que tendrían los siguientes objetivos:

- 1) Determinar procedimientos para calcular la cantidad de acero necesaria para alcanzar cierto porcentaje de la resistencia original y dar capacidad de deformación al muro reparado.
- 2) Probar aditivos que permitan aumentar la resistencia de la junta fallada para que también se recupere la rigidez original.
- 3) Ensayar diversos tipos de armado con el objeto de encontrar el recomendable para evitar la falla del marco perimetral.

CONCLUSIONES

El comportamiento de una estructura de mampostería reparada depende en gran medida de la elección del procedimiento de reparación, el que se debe seleccionar después de estudiar las causas que produjeron los daños, la naturaleza de éstos y la estructuración de la obra.

Generalmente los elementos de mampostería sin refuerzo son los más dañados cuando ocurre un sismo. Desde hace tiempo se ha tratado de establecer métodos de reparación que restituyan o superen la resistencia y rigidez originales; de estudios recientes se desprende que esto es posible siempre y cuando se emplee un procedimiento adecuado que considere lo establecido en el párrafo anterior. Generalmente habrá necesidad de colocar refuerzo en el muro, bien sea en forma de malla o dispuesto diagonalmente sobre el muro o enmarcando el elemento de mampostería, pudiendo ser sobre una o las dos caras del muro. Es dudosa la efectividad del rajueo de las grietas como método de reparación. Al momento no existe criterio alguno para calcular la cantidad de refuerzo necesaria para hacer que la mampostería alcance cierta resistencia predeterminada y aumente su capacidad de deformación; el autor trabaja sobre el particular y espera que muy pronto pueda establecerse un criterio racional que permita llegar a determinar la cuantía de refuerzo necesario para que un muro de mampostería sea capaz de soportar cierto nivel de fuerza cortante incrementando al mismo tiempo la capacidad de deformación de la mampostería.

REFERENCIAS

- 1 Hernández O., Valencia E. (1980), "Refuerzo de la vivienda de bajo costo en zonas sísmicas", Instituto de Ingeniería UNAM, Informe de Investigación del proyecto 0701.
- 2 Escalante C, Merrifield C (1977), "Casas de adobe antisísmicas", Reporte interno de la Dirección General de Servicios Técnicos SAHOP.
- 3 "Asismicidad en vivienda económica" (1959), Centro Interamericano de Vivienda y Planteamiento, Bogotá.
- 4 Meli R, y Hernández O., (1976), "Recomendaciones sobre el empleo de la mampostería en construcciones para vivienda en zonas sísmicas", Ingeniería Sísmica N° 14.
- 5 Sheppard P y Tervelj S., (1980), "The effect of repair and strengthening methods for masonry walls", Proceedings 7WCEE, Vol. 6, pag 255-262, Estambul, Turquía
- 6 Makino M. et al" (1980), "An investigation for the design of framed structures with infill walls", Proceedings 7WCEE, Vol 4, pag 369-372, Estambul, Turquía.

TABLA 1 RESULTADOS PROMEDIO

Material	O R I G I N A L				Mortero	R E P A R A C I O N		
	f_p a)	Mortero	\bar{v} b)	C.V.		Tipo	\bar{v} b)	C.V.
TABIQUE	109	0:1:3	2.47	21	A	aplanado	2.68	32
					B	aplanado	4.72	44
					B	aplanado	6.32	32
TABIQUE EXTRUIDO	241	1:2:9	4.43	23	A	aplanado	5.7	4
					B	aplanado	6.0	22
					B	huecos	6.1	16
					A-B	aplanado- huecos	10.36	23
					A-B	aplanado- huecos	11.29	22
BLOQUE CONCRETO	102	1:2:9	3.54	21	A	aplanado	4.93	11
					B	aplanado	5.74	18
					B	huecos	6.70	38
					A-B	aplanado- huecos	7.37	30
					A-B	aplanado- huecos	7.69	20

a) Mortero 1:1:6
 B mortero 1:0:3
 A-B mortero A en aplanado y
 B en huecos

a) resistencia a compresión, kg/cm²
 b) resistencia a cortante, kg/cm²

TABLA 2 VALORES DE DISEÑO (C.V. \geq 15%)

Material	O R I G I N A L				R E P A R A C I O N				
	f ^a)	Mortero ^a	+	v ^b)	+	Mortero ^a	Tipo	v ^b)	v ^a /v ^b
TABIQUE	66	0:1:3	J	1.62	J	A	aplanado	1.49	0.92
					T	B	aplanado	2.25	1.39
		1:0:3	T	4.07	T	B	aplanado	3.51	0.86
TABIQUE EXTRUIDO	175	1:2:9	J	2.81	J	A	aplanado	4.15	1.47
					C	B	aplanado	3.87	1.38
					C	B	huecos	4.36	1.55
					T	A-B	aplanado-huecos	6.58	2.34
		1:0:3	J	3.40	T	A-B	aplanado-huecos	7.28	2.14
BLOQUE CONCRETO	69	1:2:9	J	2.32	C	A	aplanado	3.59	1.41
					C	B	aplanado	3.96	1.70
					C	B	huecos	3.43	1.48
					T	A-B	aplanado-huecos	4.21	1.81
		1:0:3	C	3.86	T	A-B	aplanado-huecos	5.1	1.32

+ tipo de falla
J por las juntas
T por las piezas
C combinada

Mortero^a
A 1:1:6
B 1:0:3
A-B mortero A en aplanado y B en huecos

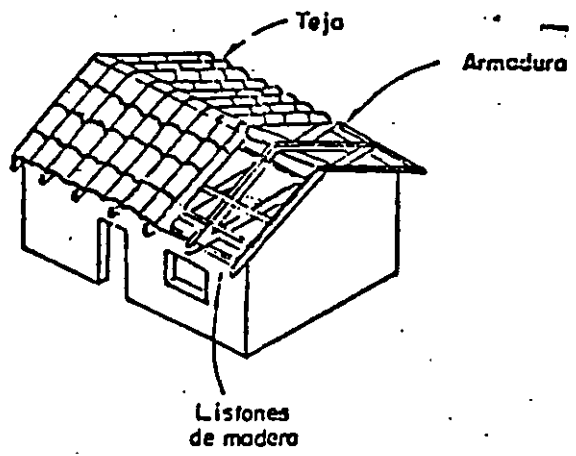
a) resistencia a compresión, kg/cm²
b) resistencia a cortante, kg/cm²

TABLA 3 COMPARACION DE PROPIEDADES

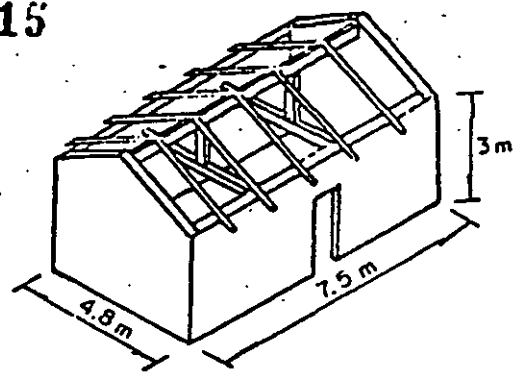
Muro No	Características adicionales en el muro reparado	Porcentaje de acero	1) P _{mf}		2) Y _{cg} 10 ⁻³	
			I	II	I	II
1	Reparación de grieta con mortero Polímer	0	19.20	10.9	0.83	0.61
2	Reparación de grieta con mortero Adhesión	0	24.8	13.2	1.15	0.63
3	Reparación con mortero común, malla de gallinero y recubrimiento de yeso	.0008	14.1	13.0	1.03	1.02
4	Reparación de grieta con mortero común	0	11.2	7.4	0.98	7.29
5	Reparación con mortero común, malla trenzada y recubrimiento	.001	22.8	18.1	1.99	3.79
6	Reparación con mortero común y malla de gallinero	.0008	14.8	12.2	1.73	3.52
7	Reparación con mortero 1:0:3 (con: cal, arena) y malla de acero	.0008	5.7	13.0		
8	Similar al 7	.0015	5.8	>>13.0		

1. Carga, con
2. Distorsión

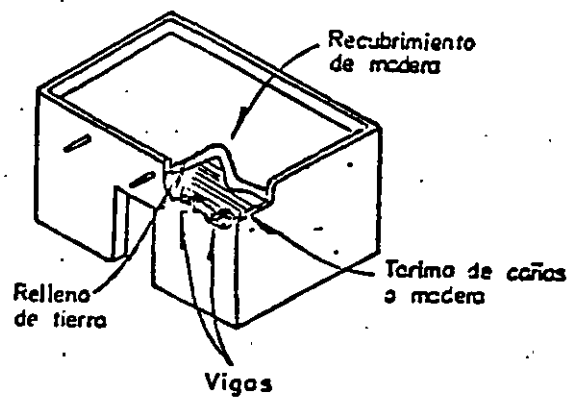
I. Muro original
II. Muro reparado



a) Armaduras de madera



b) Vigas y puntales



c) Terrado

Fig 1a Tipos comunes de vivienda de adobe

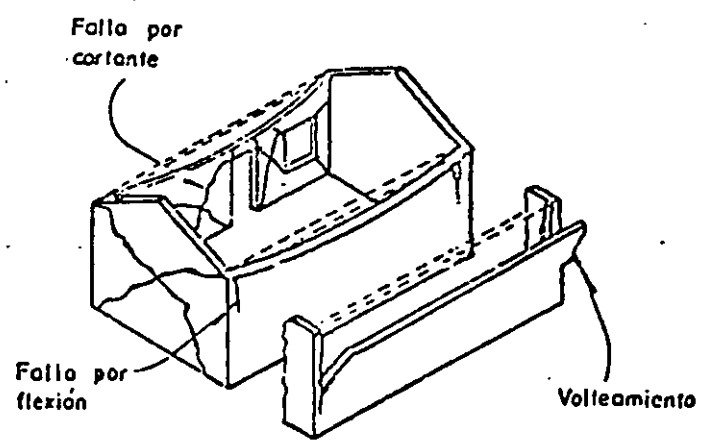


Fig 1b Modos de falla de viviendas de adobe

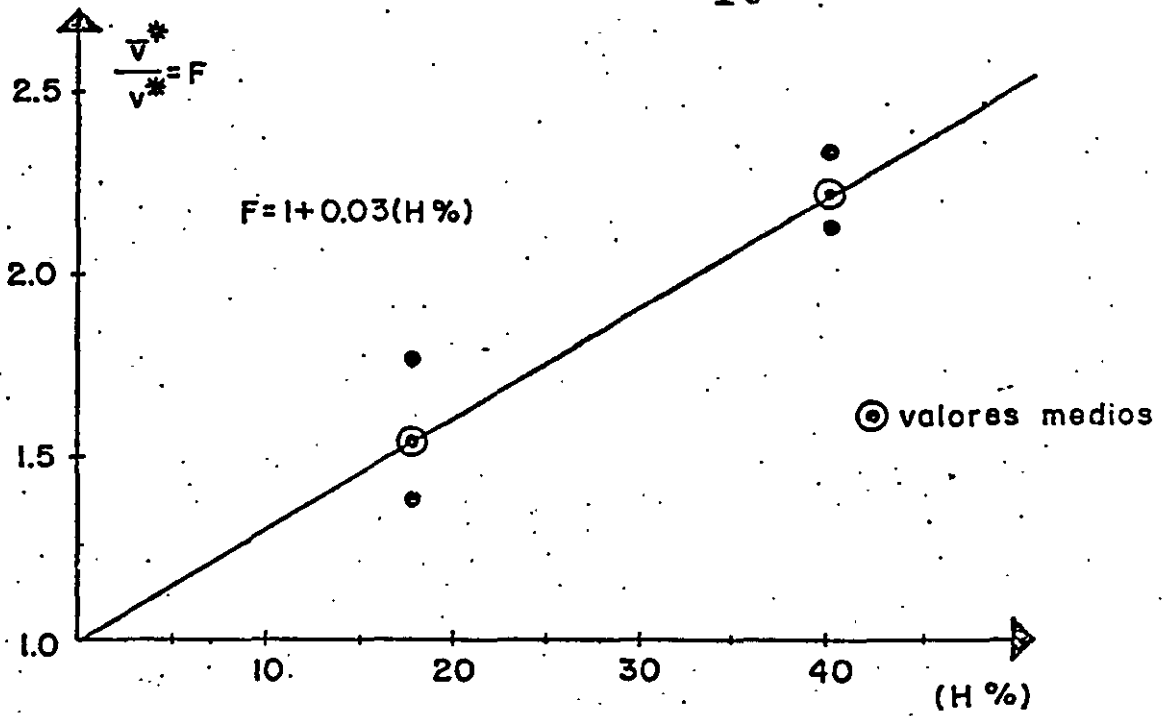


Fig.2 Aumento de la resistencia con el llenado de huecos y aplanado en las caras laterales.

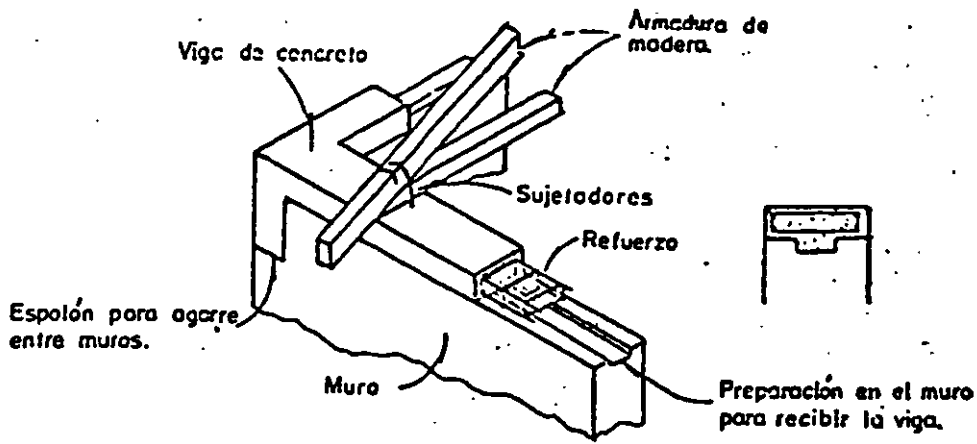
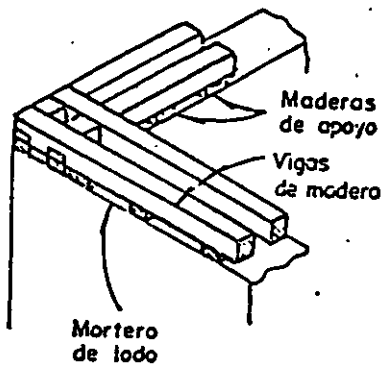
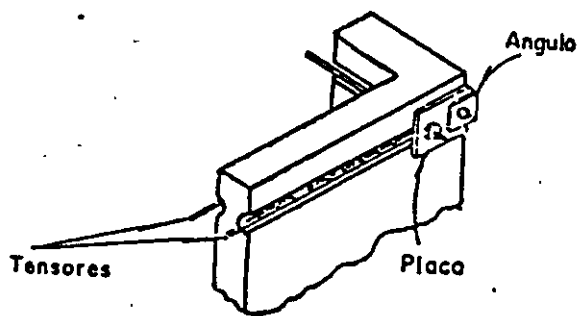


Fig 3 Refuerzo con viga - cadena de concreto

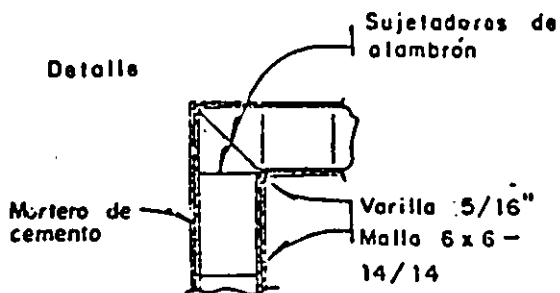


(a) Refuerzo con viga de madera

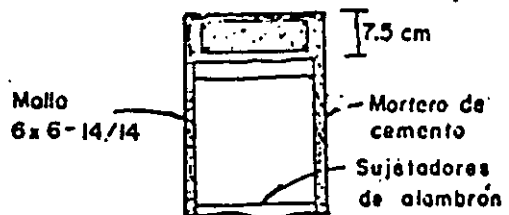


(b) Refuerzo con tensores de acero

Fig 4 Otros procedimientos



PLANTA



ELEVACION

Detalle en la parte superior del muro

Fig 5 Recubrimiento de mortero sobre malla

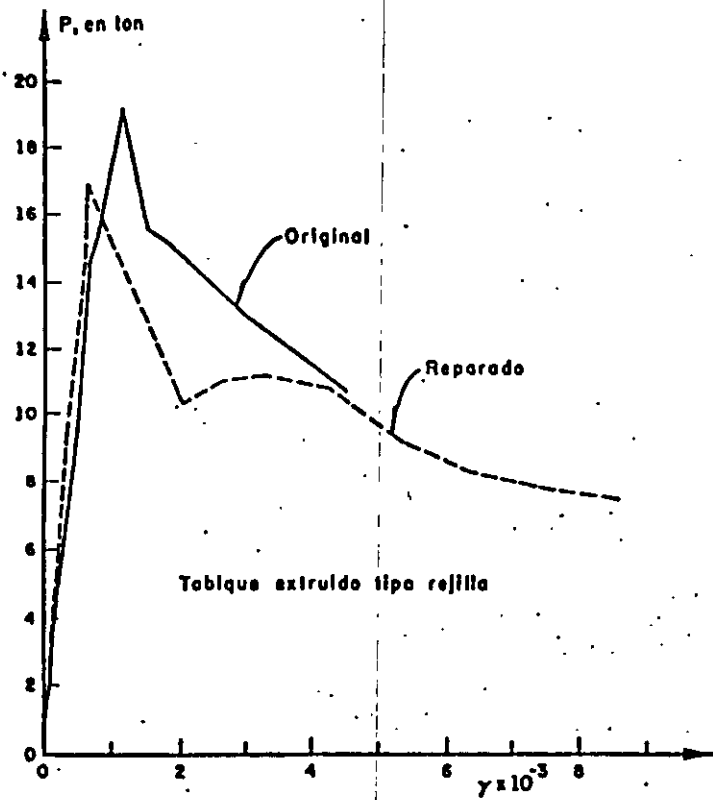


Fig 6 Muro 1. Reparación de grieta con adhesivo Polímer

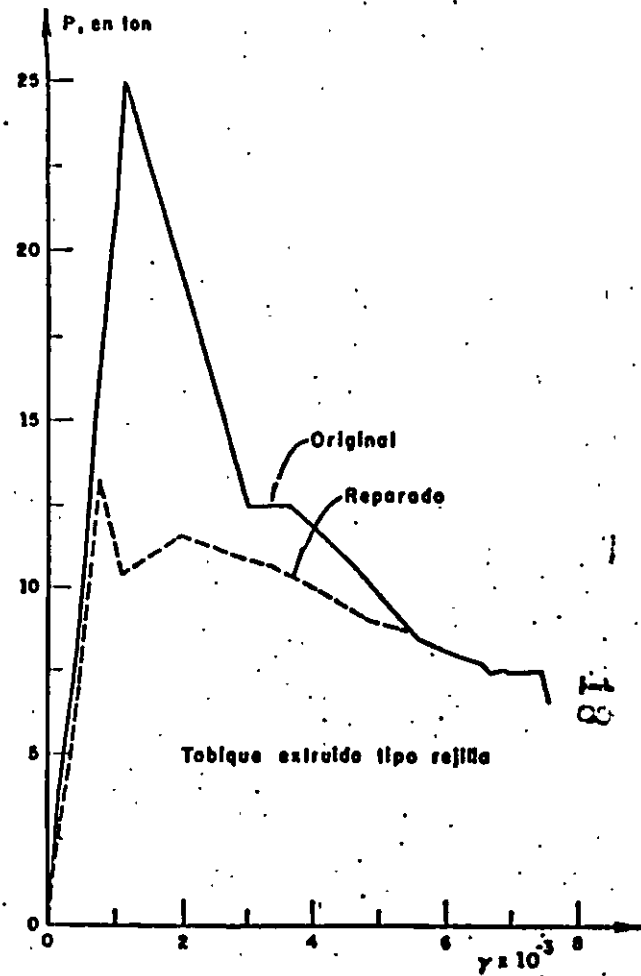


Fig 7 Muro 2. Reparación de grieta con Adhención

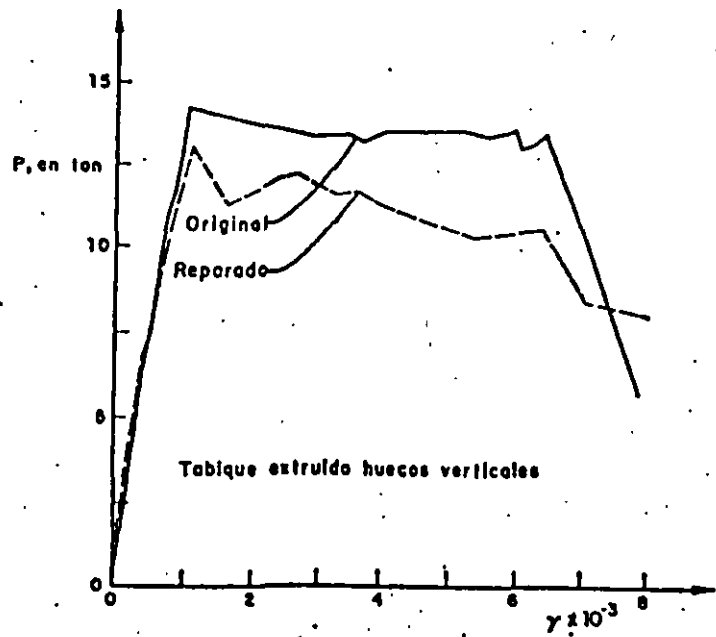


Fig 8 Muro 3. Reparación de grieta con mortero común, malla de gallinero y aplanado de yeso y cemento

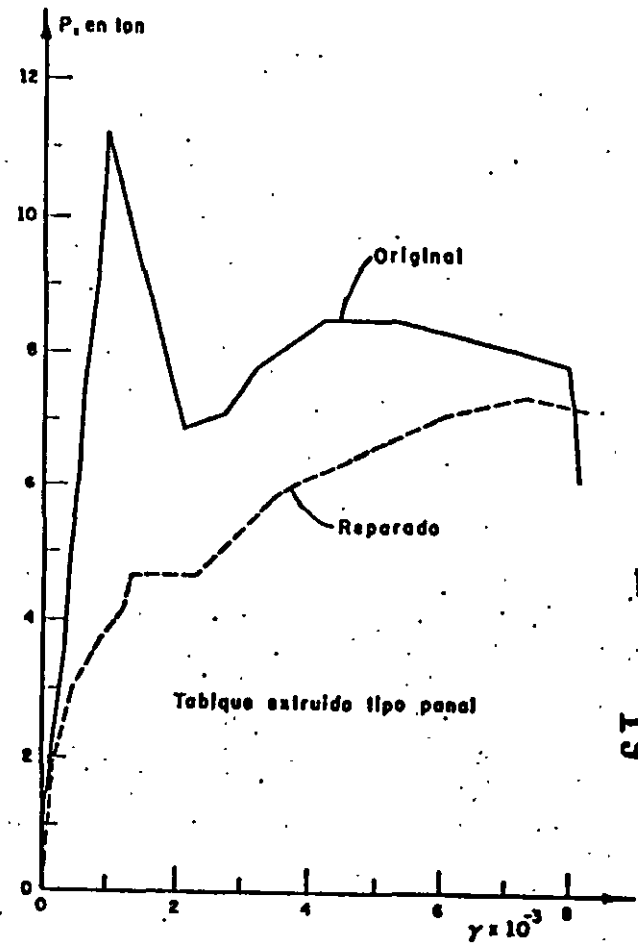


Fig 9 Muro 4. Reparación de grieta con mortero común

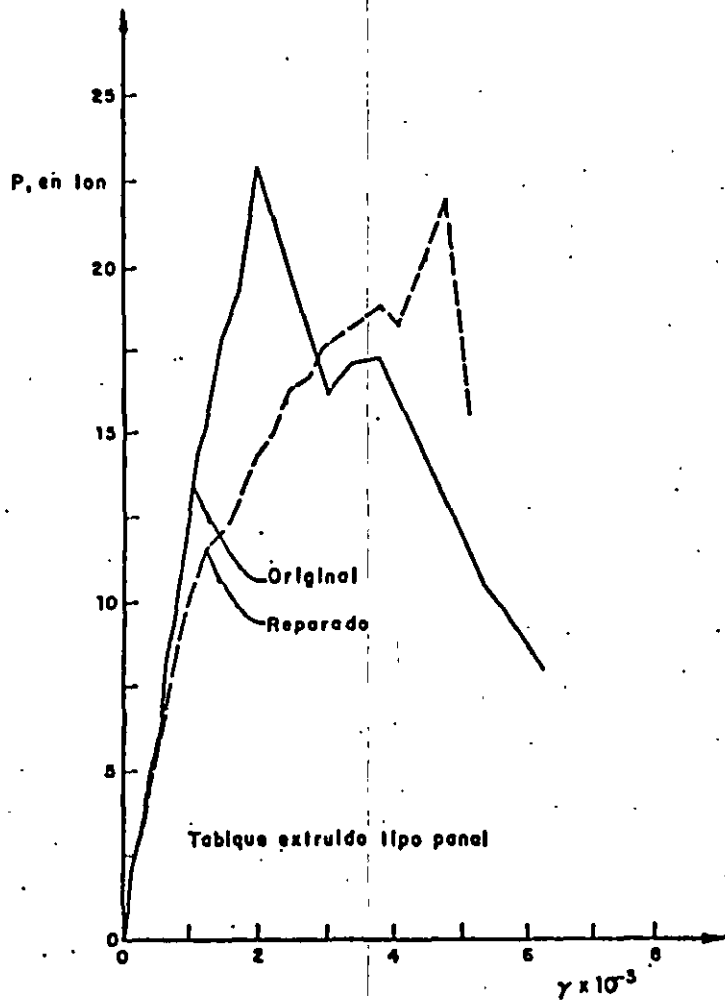


Fig 10 Muro 5. Reparación de grieta con mortero común, malla trenzada y aplanado de mortero

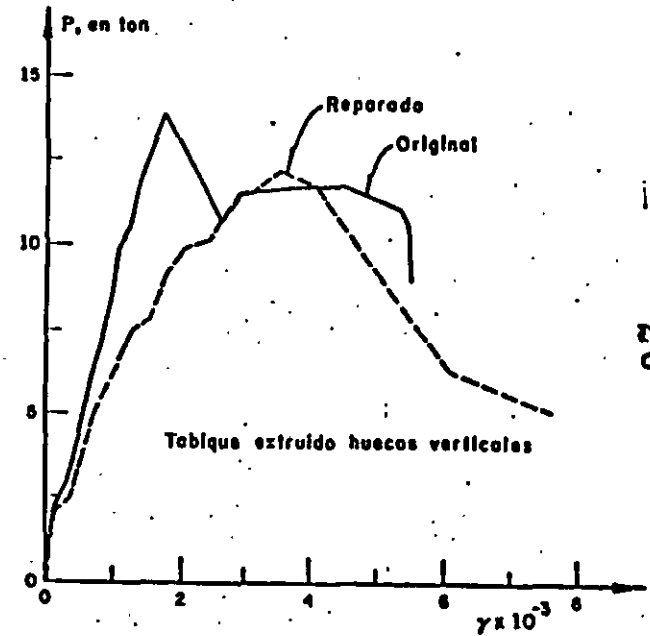


Fig 11 Muro 6. Reparación de grieta con mortero común, malla de gallinero y aplanado de yeso y cemento

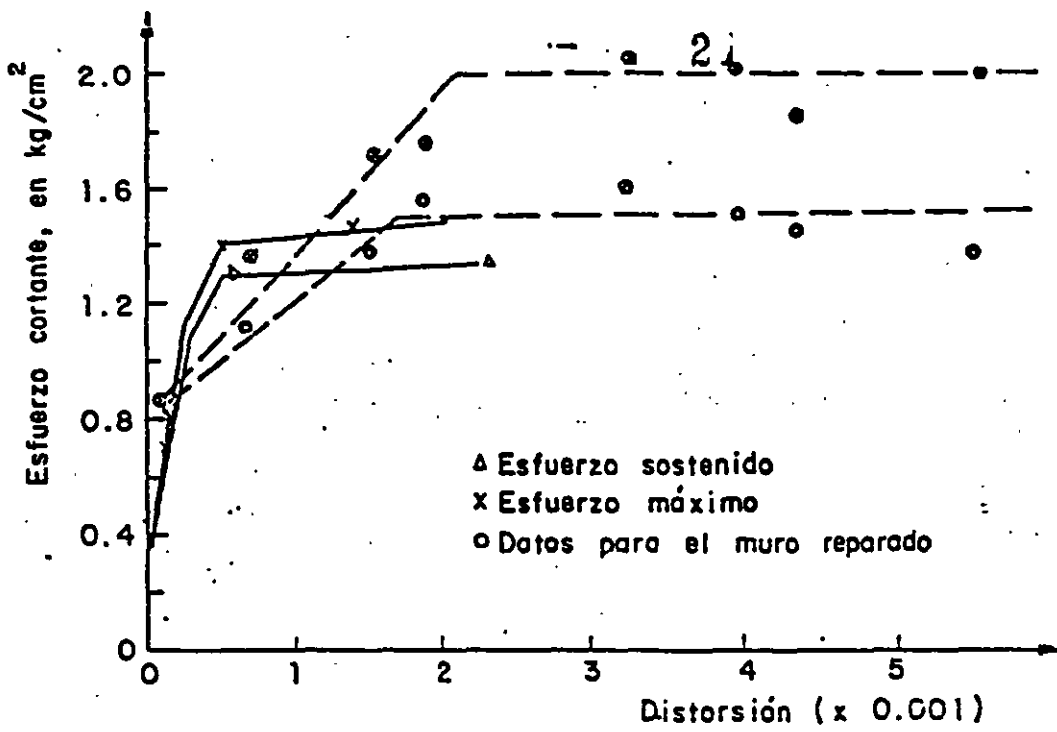


Fig 12. Envolventes de esfuerzos del muro 7

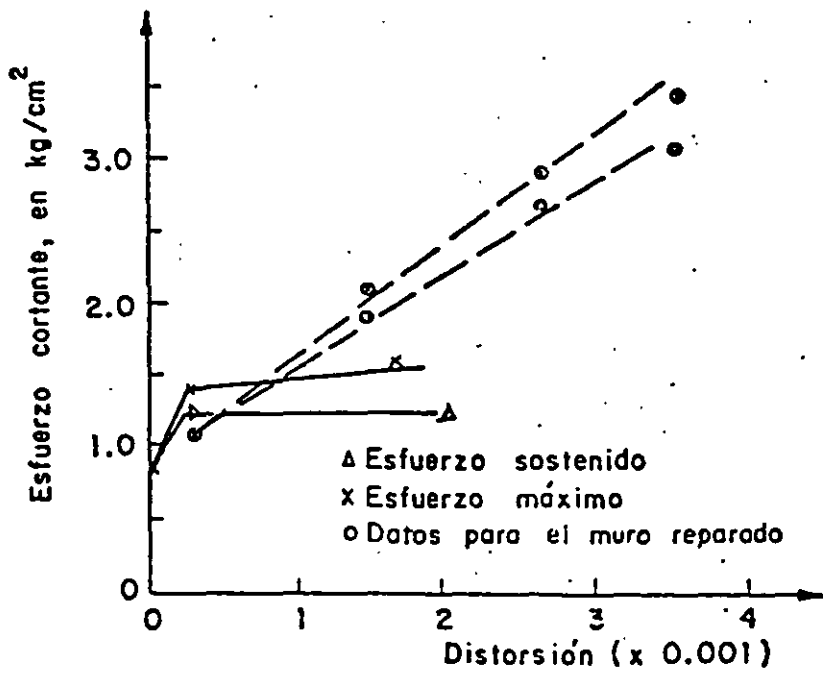


Fig 13. Envolventes de esfuerzos del muro 8.

LAS NORMAS TÉCNICAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE
ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA DEL REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL

Roberto Meli

BASES Y ALCANCE DE LAS MODIFICACIONES

La revisión del Reglamento y de sus Normas Técnicas tuvo como objetivos principales incorporar las lecciones derivadas del comportamiento de los edificios en los sismos de septiembre de 1985 y actualizar los distintos documentos con base en la experiencia adquirida por su aplicación en los más de diez años de su vigencia y en los nuevos conocimientos que sobre el tema se han generado en el país y en el extranjero.

Las normas de mampostería de 1976 representaron un cambio radical con respecto a la práctica de diseño anterior, por su presentación en un formato de diseño moderno y racional basado en las propiedades mecánicas del material y en los resultados experimentales así como en la evidencia del comportamiento de estructuras reales. Esas normas sirvieron de modelo para diversas recomendaciones y reglamentos de otros países sobre la materia. En la nueva versión no se consideraron necesarias modificaciones radicales al documento; solamente se procuró la reorganización de las disposiciones para hacerlas más claras, la simplificación de algunos métodos de diseño que resultaban de un grado de complejidad poco justificado en vista de las,

incertidumbres involucradas y el ajuste de algunos valores de diseño.

En términos generales la evaluación de los efectos de los sismos de 1985 indica que el comportamiento de las construcciones de mampostería fue satisfactorio. Los daños observados en muros de mampostería pueden agruparse en tres categorías:

a) Falla de muros de relleno en edificios con estructura de concreto o de acero. La destrucción de estos elementos fue notable y se derivó de una incompatibilidad entre la flexibilidad de la estructura principal y la fragilidad de los elementos de mampostería. Estos no eran generalmente considerados como elementos estructurales y por tanto no eran tomados en cuenta en el diseño. En muchos casos la falla de estos muros contribuyó a disipar la energía introducida en la estructura por el movimiento de su base y evitó el colapso de la estructura principal. Por otra parte cuando los muros de mampostería tenían una distribución y cantidad adecuada en dos direcciones ortogonales y una liga apropiada con la estructura principal, el comportamiento de los edificios fue satisfactorio.

b) Falla de viviendas de materiales débiles. Un número importante de fallas parciales o colapsos se presentaron en viviendas de adobe o de piedra de uno o dos pisos, especialmente en las colonias Guerrero y Morelos. Los daños se debieron esencialmente a las condiciones extremas de

deterioro de los materiales que constituían los muros y los techos, debido al intemperismo y a las filtraciones. No pueden considerarse estas viviendas representativas de las construcciones que se obtendrían aplicando las normas de 1976.

- c) Agrietamiento de viviendas de bloque y tabiqué. Numerosos fueron también los daños que se detectaron en viviendas de tabique con características similares a las requeridas por las normas recientes, sobre todo en las colonias Alamos, Obrera y Doctores. De las decenas de construcciones de este tipo que se revisaron en detalle, se concluyó que en su gran mayoría los agrietamientos existían previamente al sismo y eran debidos a hundimientos diferenciales. Los casos en que el daño era claramente atribuible al sismo mostraban una debilidad manifiesta ante cargas laterales en general por escasez de muros en una dirección. Por el contrario fueron numerosos los casos de viviendas con resistencia claramente inferior a la requerida por las normas vigentes y que tuvieron comportamiento satisfactorio.

Por otra parte, los registros del movimiento del terreno obtenidos en la zona del lago indican que las aceleraciones fueron sustancialmente superiores a las previstas en el reglamento anterior, lo cual condujo a que en la nueva versión se impusiera un incremento en los coeficientes sísmicos tanto en dicha zona como en la de transición. Para reflejar la diferente

4

vulnerabilidad mostrada por distintos tipos de estructuras en sismos de la naturaleza de los que son típicos en la zona del lago se modificaron, además de los coeficientes sísmicos, otros factores que inciden en el nivel de resistencia que es necesario proporcionar a una estructura, como los factores de comportamiento sísmico (Q), los factores de reducción de resistencia (F_R) y los requisitos de calidad de materiales, de refuerzo y de construcción.

En estructuras de concreto los factores antes mencionados se modificaron de manera de obtener un incremento sustancial de la seguridad con respecto a lo prescrito en el reglamento anterior; en estructuras de acero los cambios han sido menores pero también tendientes a obtener un incremento adicional de resistencia; por el contrario en estructuras de mampostería los cambios han sido en sentido opuesto, tendientes a reducir el efecto del incremento en el coeficiente sísmico que se consideró para este material excesivo. Así se aumentó el factor de reducción para cálculo de la capacidad a fuerza cortante para los casos usuales de 0.6 a 0.7 y se permiten esfuerzos cortantes resistentes mayores cuando se coloca refuerzo horizontal en los muros. El saldo es inevitablemente hacia requisitos mayores de resistencia sísmica para las zonas de lago y de transición, lo que no afectará sensiblemente los proyectos usuales para viviendas de uno o dos pisos que cuentan con cantidades suficientes de muros en ambas direcciones para cumplir con los nuevos requisitos. Sin embargo para edificios de cuatro o más

niveles los efectos son significativos; por ejemplo diversos de los proyectos de vivienda multifamiliar de cinco pisos que se han empleado extensamente hasta la fecha deberán ser modificados para lograr el incremento en su resistencia a carga lateral que exige la nueva normativa.

En otros aspectos las modificaciones principales se encuentran en el método de diseño por cargas verticales y en la reorganización de los capítulos sobre métodos de diseño por cargas verticales y horizontales. Estos cambios no deberían redundar en diferencias significativas en los resultados del diseño. En las secciones siguientes de este artículo se comentarán los cambios a cada capítulo específico de las normas.

CAPITULO 1. CONSIDERACIONES GENERALES

Al igual que en la versión anterior las normas cubren tanto la mampostería de piedras naturales como la de piedras artificiales (bloques, ladrillos, tabiques). Aunque lo relativo a propiedades mecánicas es de aplicación general, los procedimientos de diseño y requisitos de refuerzo sólo se refieren a muros que cumplan una función estructural; no se incluyen recomendaciones específicas para bóvedas, arcos, vigas o columnas de mampostería.

Existe un gran número de materiales y procedimientos de construcción para muros de mampostería. Solo se incluyen los

muros de piezas unidas con morteros convencionales (de arena con cemento, cal o cemento de albañilería). No se tratan los muros de piezas machimbradas o unidas con otro tipo de mezclas aglutinantes. Se dan valores numéricos específicos de las propiedades mecánicas solo para las combinaciones más usuales de piezas y morteros, para las que hay información experimental y experiencia práctica disponibles. Para otros materiales se indican las pruebas necesarias para determinar dichas propiedades. Algunas de estas pruebas están especificadas por una norma oficial; cuando este no es el caso se describe en las normas el procedimiento de ensaye y su interpretación.

El procedimiento de diseño prescrito es el general del reglamento (de estados límite) en el que se requiere que los efectos de las acciones de diseño, multiplicados por factores de carga, no excedan de la resistencia de diseño que incluye un factor de reducción de resistencia. Además de la revisión cuantitativa de la seguridad ante los distintos estados límite, se imponen requisitos geométricos y de refuerzo que están basados principalmente en la experiencia de comportamiento de estructuras reales.

CAPITULO 2. MATERIALES PARA MAMPOSTERIA DE PIEDRAS ARTIFICIALES

2.1 Piezas

La distinción entre los muros construidos por piezas macizas y los de piezas huecas (fig 1) es importante en el comportamiento

sísmico. Los muros de piezas macizas tienen, ante esta sollicitación, un comportamiento menos frágil que los de piezas huecas, en las que la falla de las paredes da lugar a una pérdida brusca de capacidad. Es por ello que en las normas de diseño por sismo se especifica que para muros de piezas macizas, que cumplan con los requisitos de refuerzo impuestos para muros diafragma, confinados o con refuerzo interior, se reduzcan las fuerzas sísmicas por un factor de comportamiento $Q = 2$, mientras que para las piezas huecas debe usarse $Q = 1.5$, lo que implica fuerzas de diseño 33% mayores que en el caso anterior.

La resistencia en compresión de las piezas es el parámetro más importante del que dependen las propiedades mecánicas de los muros de mampostería. Por ello se requiere su determinación para fines de control de calidad y para deducir las otras propiedades cuando no se cuenta con determinaciones directas de las mismas.

El valor de diseño de la resistencia en compresión de las piezas se determina como un valor mínimo probable tomando en cuenta la variabilidad de la propiedad en cuestión. En función de la media y coeficiente de variación determinados en los ensayos se calcula con la fórmula especificada en esta sección, un valor de diseño que corresponde aproximadamente a una probabilidad de 2% de no ser alcanzado.

f

2.2 Morteros

La función del mortero es permitir la sobreposición de las piezas formando un conjunto que tenga una liga fuerte y duradera. Sus propiedades más importantes son: manejabilidad, resistencia a compresión y tensión y adherencia con las piezas. Estas propiedades varían según el tipo de cementante empleado, la relación entre arena y cementante y según la cantidad de agua en la mezcla, aunque esto último no se suele controlar en obra.

La resistencia a compresión es el índice de calidad del mortero generalmente aceptado y se determina según la norma NOM C61. Debe tenerse en cuenta que esta resistencia no corresponde a la del material colocado entre las piezas de un muro, donde las condiciones de confinamiento y de curado son muy diferentes de las que se tienen en el ensaye estándar.

Los proporcionamientos admitidos descartan el uso de la cal como único cementante del mortero en elementos que tengan función estructural, debido a la baja resistencia y poca durabilidad que se obtiene en los morteros a base únicamente de cal. Se limita la relación volumétrica arena-cementante a un valor entre 2.25 y 3 con el fin de poder lograr una mezcla compacta donde la pasta llene los vacíos del agregado y alcanzar así una adherencia máxima entre pieza y mortero.

En la tabla del inciso 2.2 se consignan resistencias mínimas que

debe cumplir el mortero en obra para diferentes proporcionamientos; estos valores son fácilmente alcanzados si se efectúa un control razonable en la elaboración del mortero.

2.3 Acero de refuerzo

Para el refuerzo que debe colocarse en castillos y dadas o como refuerzo interior en juntas o en huecos de las piezas se admiten las barras convencionales para refuerzo de concreto, pero también los alambres corrugados con esfuerzo de fluencia nominal de 6000 kg/cm^2 y las mallas electrosoldadas incluyendo el refuerzo de alambre soldado tipo "escalerilla". Es recomendable emplear barras y alambres de pequeño diámetro para asegurar un recubrimiento adecuado y facilitar el correcto llenado de los espacios donde se coloca el refuerzo.

2.4 Mampostería

Para la resistencia de diseño en compresión del conjunto piezas-mortero se proporcionan, en la tabla de la fracción c) de esta sección, valores indicativos para los materiales más comunes sobre los cuales existen suficientes resultados experimentales. Para casos no cubiertos en esa tabla o cuando se quiera obtener una determinación más confiable, será necesario recurrir al ensaye de los materiales específicos que se vayan a emplear.

La forma más confiable para determinar la resistencia a compresión de la mampostería es mediante el ensaye de pilas formadas con las piezas y morteros que se van a emplear en la construcción (fig 2). Las otras opciones que se presentan son menos confiables y obligan, por tanto, a fijar valores más conservadores de la resistencia nominal a compresión.

Cuando se haga la determinación de la resistencia a partir del ensaye de pilas es aconsejable emplear especímenes con relación de altura a espesor del orden de cuatro; para esbelteces menores se presenta el efecto de confinamiento de los apoyos de la máquina de ensaye; para relaciones mayores de cuatro comienzan a ser importantes los efectos de esbeltez. Cuando no sea factible este tamaño, puede recurrirse al ensaye de pilas con otra esbeltez, multiplicando los resultados obtenidos por los factores que se indican en la tabla del inciso 2.4.1 de las recomendaciones. No se pretende que estos ensayos se empleen para fines de control de calidad en obra; su función es obtener un índice de resistencia de la mampostería formada con una combinación de piezas y mortero para la cual no se tenga una determinación previa. La verificación posterior en obra podrá hacerse sobre la calidad de las piezas y del mortero únicamente. La resistencia de diseño a compresión de la mampostería se determina con el criterio estadístico ya mencionado y que toma en cuenta la variabilidad de la resistencia de las pilas.

La opción presentada en la fracción b) permite determinar la

resistencia de la mampostería a compresión a partir de tablas que están en función de las propiedades de los materiales componentes. La resistencia de la mampostería depende principalmente de la resistencia de la pieza y en menor grado de la del mortero. Se ha observado de ensayos de laboratorio, que la relación entre la resistencia de la pila y de la pieza es aproximadamente lineal. El factor de proporcionalidad es, sin embargo, variable para las distintas piezas, dependiendo principalmente de su forma, del material de que están hechas y de la regularidad de sus dimensiones. Este factor de proporcionalidad es mayor para bloques que para tabiques debido a un número menor de juntas en el muro de bloque. Por ello se tienen tablas distintas para los dos tipos de piezas.

Los castillos y dadas que se colocan en la mampostería confinada contribuyen significativamente a la resistencia en compresión de los muros solo cuando la mampostería es de baja resistencia; por ello se acepta que se incremente la resistencia en compresión en una cantidad fija que es significativa para mampostería débil y poco importante para piezas de alta resistencia. Para la mampostería con refuerzo interior que cumple con los requisitos de cuantía y distribución especificados en la sección 3.4, se permite un ligero incremento de capacidad que es una fracción de la resistencia de la mampostería sin refuerzo. Cuando las cantidades de refuerzo sean sustancialmente superiores a los mínimos especificados será válido calcular la resistencia en compresión con base en las hipótesis de flexocompresión esbozadas

en el inciso 4.2. o con base en evidencia experimental y alcanzar así resistencias muy superiores a la de la mampostería sin refuerzo.

Para la resistencia en cortante se proporcionan también valores indicativos para las combinaciones más comunes de piezas y mortero. Para los casos no incluidos se especifica que la resistencia debe determinarse mediante la prueba de compresión diagonal en muretes; la que constituye un procedimiento relativamente sencillo y confiable (fig 2) que ha sido usado ampliamente en la investigación y en la práctica. Deberá tenerse cuidado en el manejo de los especímenes para no debilitar la junta entre piezas y morteros antes de la prueba.

En cuanto al módulo de elasticidad, este puede obtenerse de la curva esfuerzo-deformación medida en un ensaye de pilas en compresión. Una estimación aproximada se obtiene con los factores que multiplican a la resistencia en compresión proporcionados en el inciso 2.4.5. Estos factores se han incrementado con respecto a los que se proponían en la versión anterior de las normas, por considerar que se aplican a la resistencia de diseño la cual ya incorpora factores de seguridad importantes con respecto al valor promedio; estos factores de seguridad no se justifican en el módulo de elasticidad.

CAPITULO 3. SISTEMAS ESTRUCTURALES A BASE DE MUROS DE MAMPOSTERIA

En este capítulo, que no existía en la versión anterior, se han agrupado los requisitos que deben cumplir los muros para ser catalogados en algunas de las cuatro categorías consideradas en las normas.

Los muros diafragma son los que se colocan para cerrar las crujeías formadas por las vigas (o losas) y columnas de marcos de concreto o acero y constituyen un diafragma que incrementa notablemente la rigidez del conjunto ante cargas laterales. Es práctica común ligar estos muros a la estructura principal sobre todo en muros de colindancia y en núcleos de escaleras y servicios. No es admisible ignorar el efecto de estos muros en el análisis por cargas laterales, ya que la gran rigidez que estos proporcionan altera significativamente la distribución de las fuerzas entre los distintos elementos resistentes. Procedimientos prácticos para tomar en cuenta los muros diafragmas en el análisis de marcos se proponen en la ref 1. La gran rigidez que estos muros proporcionan hace que pueda ser perjudicial que se encuentren colocados con una distribución asimétrica en la planta de la estructura o en cantidades radicalmente distintas de uno a otro piso.

Cuando se excede de la capacidad en tensión diagonal de los muros, estos se agrietan pero mantienen una rigidez

significativa y tienden a concentrar fuerzas cortantes importantes en los extremos de las columnas (fig 3). Por ello se requiere proporcionar en estas zonas de las columnas una resistencia a fuerza cortante igual a la capacidad total del muro, distribuida en partes iguales entre las dos columnas.

Cuando no puede lograrse una distribución uniforme de muros de relleno o cuando la estructura es muy flexible, es preferible desligar estos muros de la estructura principal, evitando su trabajo como diafragma. Deben en este caso proveerse holguras generosas y elementos de refuerzo o fijación que eviten la posibilidad de volteo del muro en dirección normal a su plano sin dejar de permitir el desplazamiento relativo del muro y la estructura. Nuevamente puede recurrirse a la ref 1 para detalles al respecto.

Los muros confinados, o sea los formados con castillos y dalas, han demostrado dar lugar a un comportamiento sísmico muy aceptable en edificios de muros de carga de varios pisos (fig 4). Estos elementos de refuerzo permiten una buena liga de los muros entre sí y con los sistemas de piso, a la vez que proporcionan un confinamiento que evita la falla frágil de los muros una vez que se agrietan por tensión diagonal. Los requisitos que se fijan para la distribución y refuerzo de castillos y dalas son los que se derivan de la práctica establecida. No se admite incremento alguno a la resistencia en cortante de la mampostería por la presencia de dalas y

castillos, solo un ligero aumento en la resistencia en compresión, según se establece en 2.4.1d). La única forma de incrementar la resistencia en cortante de la mampostería es con refuerzo horizontal colocado en la junta en la forma que se especifica en la sección 3.4.

El refuerzo de muros de piezas huecas con barras verticales colocadas en los huecos de las piezas y con barras horizontales ubicadas en las juntas entre hiladas o en piezas especiales, es un procedimiento de construcción que se está empleando con frecuencia en diversos países aun en zonas sísmicas y en edificios de cierta altura (fig 5). En México la difusión de este procedimiento, conocido como mampostería reforzada, ha sido limitada principalmente por la desconfianza de que puedan realizarse adecuadamente la colocación del refuerzo y el llenado de los huecos, operaciones que son difíciles de supervisar. Los requisitos que se especifican en las normas se derivan de lo que contienen los reglamentos de los EUA y de Nueva Zelanda; las cuantías de refuerzo horizontal y vertical especificadas son las mínimas para las cuales puede esperarse se logre evitar la falla frágil del muro y proporcionar cierta ductilidad. Nuevamente, no se pretende con estos refuerzos lograr un incremento sustancial en la resistencia de la mampostería, solamente un comportamiento más favorable. Es importante observar el requisito del párrafo final de esta sección, el cual indica que para poder emplear los valores de resistencia y factores de seguridad correspondientes a este tipo de mampostería es

en estructuras de vigas y columnas. Además la heterogeneidad de los materiales componentes, las holguras y los aplastamientos y agrietamientos locales entre mortero y piezas y entre estas y el concreto hacen que existan deformaciones inelásticas desde niveles pequeños de carga, lo que altera los resultados de los análisis elásticos. Por ello es aceptable recurrir a simplificaciones drásticas basadas en consideraciones de equilibrio y en la experiencia de comportamiento adecuado.

Para el análisis por cargas verticales es válido suponer que la junta entre muro y losa tiene suficiente capacidad de rotación para liberar al muro de los momentos que podría transmitir la losa debido a la asimetría de la carga vertical y se puede considerar que el muro está sujeto a carga vertical únicamente. Deben, sin embargo, tomarse en cuenta los momentos que no pueden ser redistribuidos por la rotación de la losa, como los que son debidos a voladizos empotrados en el muro o a una posición excéntrica del muro del piso superior y, en muros extremos, por la excentricidad de la carga que transmite la losa que se apoya directamente sobre el muro, mediante el criterio ilustrado en la fig 6.

Es muy recomendable que la estructura cumpla los requisitos indicados en los incisos a) hasta d) de esta sección, para evitar situaciones que puedan dar lugar a la aparición de momentos flexionantes importantes o a efectos de esbeltez significativos. Cuando se cumplen dichos requisitos basta

determinar las cargas verticales sobre cada tramo de muro mediante una bajada de carga convencional y tomar en cuenta los efectos de esbeltez y excentricidad mediante el factor correctivo, F_E , que se determina directamente con las reglas indicadas en 4.2.2.

El análisis por cargas laterales enfrenta también dificultades para modelar al sistema tridimensional. En la referencia 1 se encuentran recomendaciones detalladas y ejemplos al respecto. El procedimiento más idóneo es el de modelar los muros como columnas anchas con el mismo momento de inercia y área de cortante que los muros. Estas columnas están acopladas por vigas con el momento de inercia de la losa en un ancho equivalente, al cual deberá sumarse el momento de inercia de pretilas y dinteles.

Nuevamente es muy recomendable que la estructuración de las construcciones de muros de carga de mampostería cumpla con los requisitos de las fracciones I a III del inciso 4.1.3, para que sea aplicable el método simplificado de análisis sísmico según el cual se ignoran las deformaciones de flexión y se asigna a cada muro una fracción de la carga lateral que es proporcional a su área transversal, solo se requiere revisar la capacidad a cortante de los muros y se admite ignorar los efectos de torsión. Aunque la hipótesis de que pueden ignorarse las deformaciones de flexión y los momentos de volteo parece poco fundada cuando la relación altura a ancho de los muros no es muy

baja, el comportamiento observado de edificios diseñados con este método ha sido excelente y es indudable que la cantidad de área transversal de muros que se tiene en cada dirección es el parámetro decisivo en definir la capacidad sísmica de construcciones de este tipo.

4.2 Resistencia a cargas verticales

La expresión para el cálculo de la carga vertical resistente es la misma de la versión anterior; según ella la capacidad es igual al área transversal del muro por el esfuerzo resistente en compresión de la mampostería; el producto es afectado por un coeficiente de reducción que toma en cuenta las diferencias en excentricidad y esbeltez entre un muro y la pila en que se basa la determinación de f^* . El resultado debe multiplicarse por el factor de resistencia que se considera igual a 0.6 para muros confinados o reforzados interiormente y a 0.3 para muros no reforzados, ya que en estos últimos se requiere de un factor de seguridad muy superior por el carácter frágil de su falla y por su sensibilidad a los efectos accidentales.

Cuando se cumplen los requisitos de regularidad y de relaciones geométricas anteriormente mencionados pueden usarse los valores directamente especificados para el factor por excentricidad y esbeltez, F_E , según se trate de muros interiores o exteriores. En caso contrario, F_E debe determinarse con una expresión que es más sencilla que la de la versión anterior y que está derivada

de la que tradicionalmente se ha aplicado para el diseño por carga vertical de muros de concreto. La expresión de la versión anterior se ha eliminado porque daba lugar a la posibilidad de resultados poco confiables cuando no se elegían adecuadamente los parámetros de momento de inercia, módulo de elasticidad y otros.

Para muros con refuerzo vertical con una cuantía significativa y colocado de manera adecuada, se pueden obtener incrementos sustanciales en la capacidad de carga vertical calculada si se aplica el criterio general de 4.2.4 que corresponde a las hipótesis comúnmente adoptadas para el diseño en flexocompresión de elementos de concreto reforzado.

4.3 Resistencia a cargas laterales

Las expresiones para el cálculo de la resistencia a fuerza cortante de muros no han cambiado con respecto a la versión anterior. Para los muros diafragma el esfuerzo medio resistente es 85 por ciento del que corresponde a muretes, v^* , ya que la distribución de esfuerzos en el muro es muy similar a la que se obtiene en los ensayos de muretes; la reducción es esencialmente por el efecto desfavorable del mayor tamaño del muro. Para los otros muros, sean confinados, reforzados interiormente o no reforzados, el esfuerzo resistente se reduce a la mitad del obtenido en muretes, por el efecto desfavorable de los esfuerzos de tensión por flexión. Sin embargo este esfuerzo resistente

puede incrementarse hasta tres veces cuando se toma en cuenta el efecto favorable de la carga axial de compresión que contrarresta los esfuerzos de tensión generados por el cortante y por la flexión.

El factor de reducción, F_R , se ha incrementado de 0.6 a 0.7 tomando en cuenta que en los sismos de 1985 la mampostería mostró tener una resistencia significativamente superior a la calculada.

Las dalas y castillos que se colocan en la mampostería confinada tienen por objeto proporcionar cierta ductilidad a los muros pero no modifican significativamente la carga que produce el agrietamiento diagonal del muro y, aunque aumentan la capacidad máxima, este incremento se pierde cuando se aplican ciclos de carga alternadas. Por tanto no se admite incremento de capacidad por este concepto. De manera similar el refuerzo vertical y horizontal mínimo que se requiere colocar en los muros de mampostería con refuerzo interior no modifica sustancialmente la carga de agrietamiento diagonal, solo permite mantener esa capacidad para deformaciones algo mayores que la de agrietamiento, aun cuando estas se repiten cierto número de veces.

Los ensayos realizados en muros de distintas características (ref 2) muestran que para poder sostener cargas superiores a la de agrietamiento diagonal se requiere de refuerzo horizontal en

el muro. Es por ello que se admite, tanto en la mampostería confinada como en la reforzada interiormente, un incremento de 25% en la capacidad a cortante cuando se coloque una cuantía de refuerzo horizontal, igual al menos a la que se obtiene en la ecuación propuesta en esa sección.

Es importante recordar que las cargas laterales producen no solo fuerzas cortantes en los muros, sino también momentos flexionantes en el plano del muro los que frecuentemente requieren la colocación de refuerzo vertical en los extremos del muro. Los resultados experimentales han demostrado que el criterio general cálculo de la capacidad en flexocompresión de elementos de concreto reforzado es válido para la mampostería. Para evitar la complejidad de la determinación de la capacidad con el criterio general, se admite el uso de las expresiones expuestas en 4.3.3, las que se deducen de algunas hipótesis simplificativas sobre las condiciones de falla y de la suposición que el diagrama de interacción para flexocompresión está formado por tramos rectos entre el punto de flexión pura y el de falla balanceada, así como entre este y el de carga axial.

CAPITULO 5. CONSTRUCCION

Los requisitos de este capítulo se basan en la práctica de México y los EUA para garantizar una calidad aceptable de los materiales y de la ejecución de la obra. No se han hecho modificaciones importantes a la versión anterior. Cabe realizar

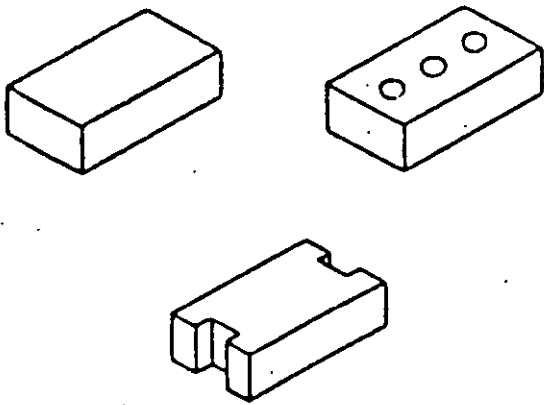
la necesidad de una supervisión continua y calificada especialmente en la construcción de muros de mampostería reforzada.

CAPITULO 6. MAMPOSTERIA DE PIEDRAS NATURALES

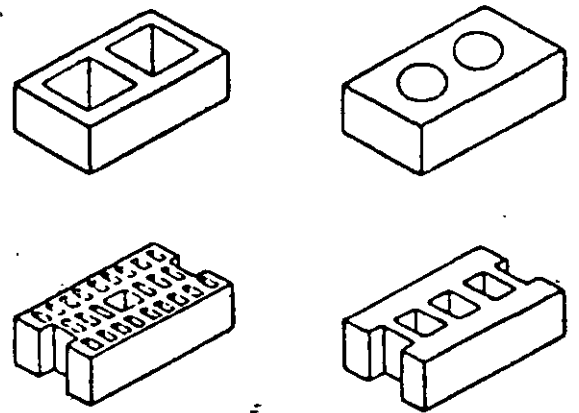
Tampoco este capítulo ha sido modificado con respecto a la versión anterior. El procedimiento de cálculo de la resistencia es congruente con el que se especifica para la mampostería de piedras artificiales. La información de que se dispone sobre las propiedades mecánicas de la mampostería es muy escasa. Los valores propuestos se suponen conservadores para la calidad de la mampostería comúnmente usada en México.

REFERENCIAS

1. Bazán, E. y R. Meli "Manual de Diseño Sísmico de Edificios"
LIMUSA, México, 1985, 241 pp
2. Hernández, O. y R. Meli "Modalidades de refuerzo para mejorar el comportamiento sísmico de muros de mampostería" Instituto de Ingeniería, UNAM, Publ No. 382, México, D.F., dic 1976, 32 pp.

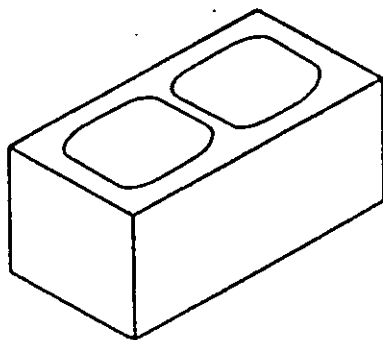


a) Ladrillos de barro macizos

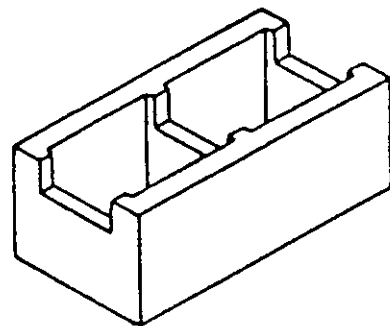


b) Ladrillos de barro huecos

*mezcla es importante
s/0 de huecos < 2 5%*



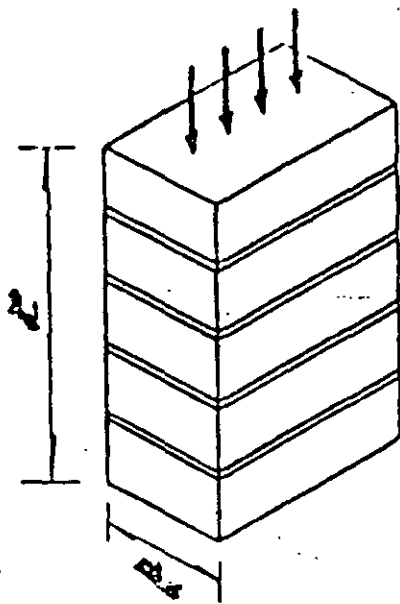
1) Pieza estándar



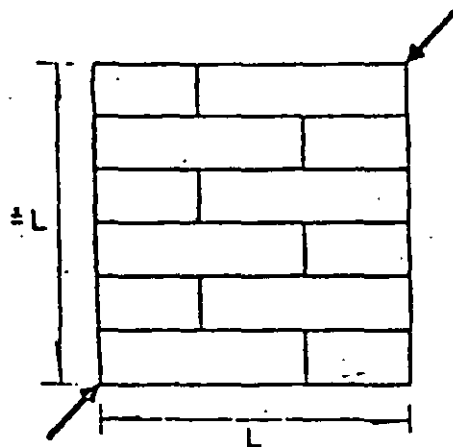
b) Pieza para refuerzo horizontal

~~c) Bloque de concreto~~

Fig 1 Tipos comunes de piezas para mampostería



a) Compresión simple



b) Compresión diagonal

Fig 2 Ensayes para determinación de propiedades mecánicas de la mampostería

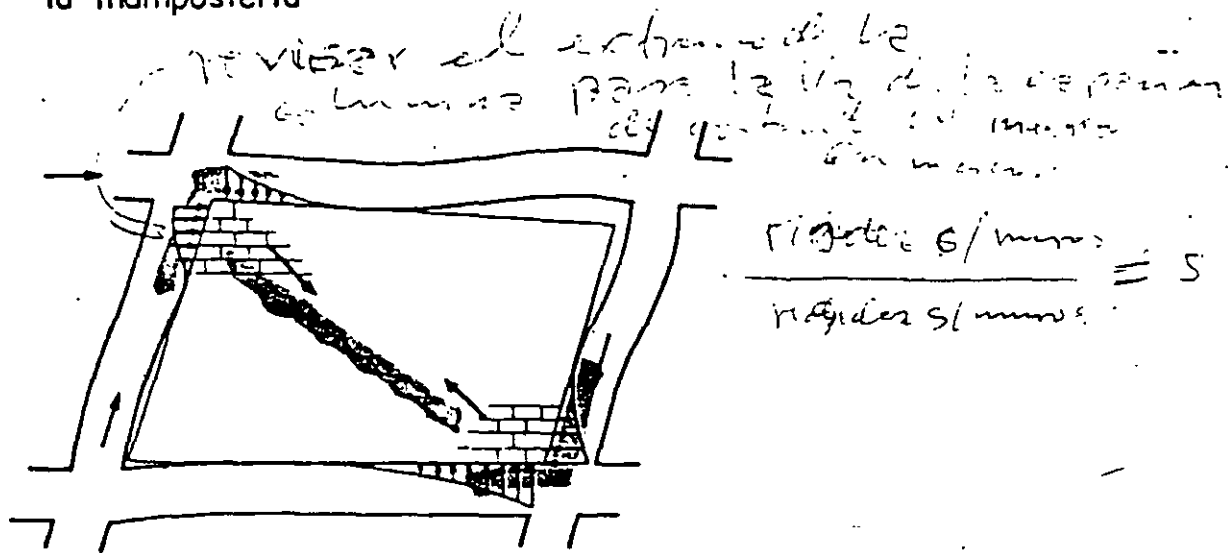
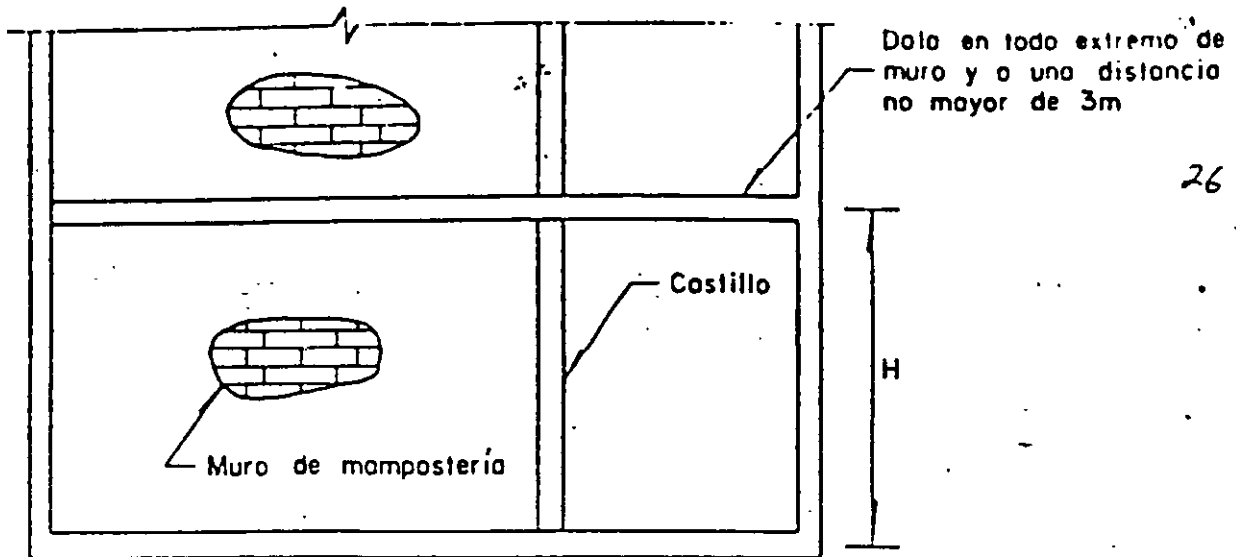
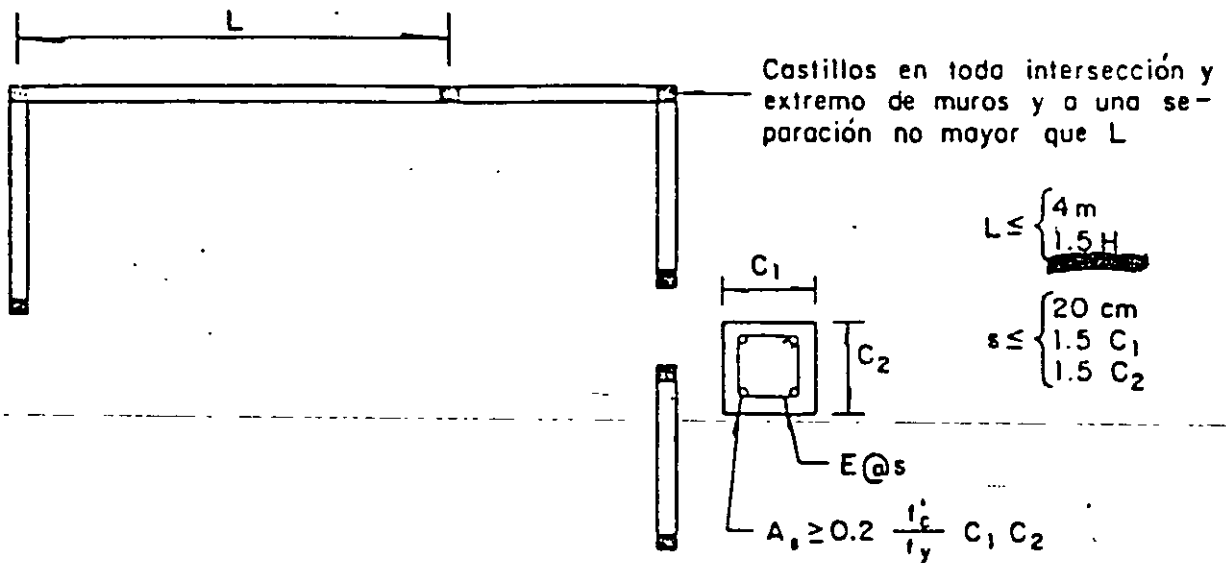


Fig 3 Interacción entre un muro-diafragma y el marco que lo rodea

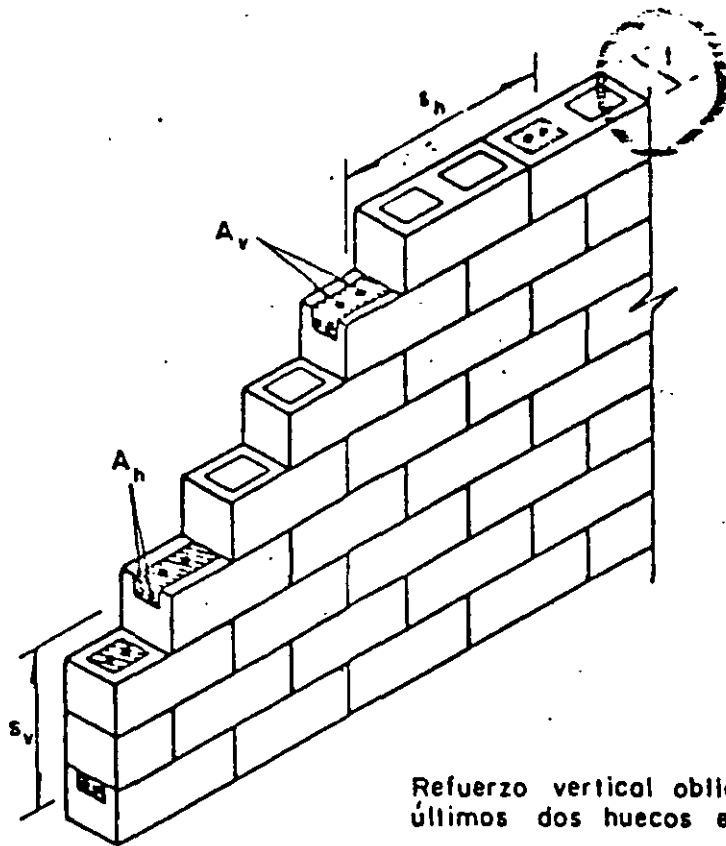


Distribución en elevación de elementos de refuerzo, verticales (castillos) y horizontales (dalas)



Distribución en planta de elementos verticales de refuerzo (castillos)

Fig 4 Características de la mampostería confinada



$$P_h = \frac{A_h}{s_v l}$$

$$P_v = \frac{A_v}{s_h l}$$

$$P_h, P_v \geq 0.0007$$

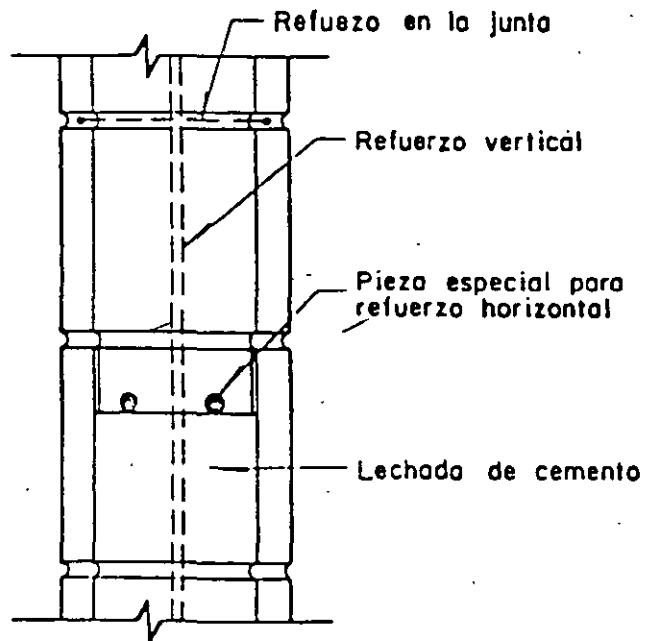
$$P_h + P_v \geq 0.0020$$

$$s_h, s_v \leq \begin{cases} 6 l \\ 60 \text{ cm} \end{cases}$$

(27)

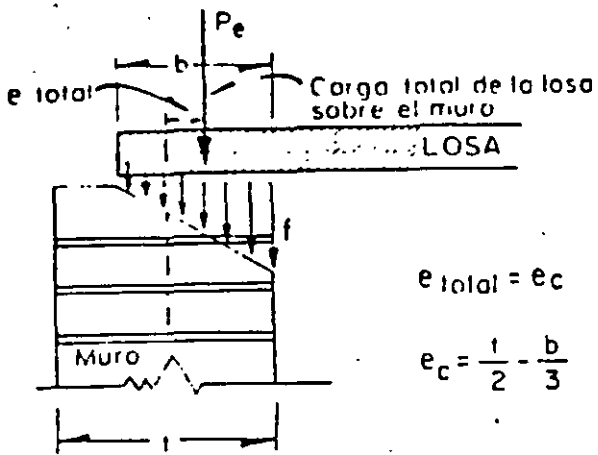
Refuerzo vertical obligatorio en los últimos dos huecos extremos

a) Requisitos de refuerzo



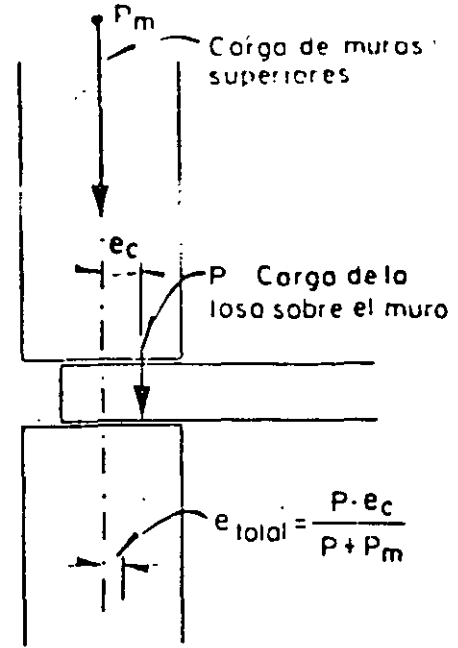
b) Modalidades de colocación del refuerzo

Fig 5 Características de la mampostería reforzada



$$e_{total} = e_c$$

$$e_c = \frac{t}{2} - \frac{b}{3}$$



Carga de muros superiores

P_m
Carga de la losa sobre el muro

$$e_{total} = \frac{P \cdot e_c}{P + P_m}$$

Fig 6 Excentricidad de la carga vertical transmitida a un muro



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA

MODULO IV: DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA:

SISTEMAS ESTRUCTURALES

**EXPOSITOR: DR. SERGIO ALCOCER MARTINEZ DE CASTRO
1997**

6. SISTEMAS ESTRUCTURALES

La solución ideal, desde un punto de vista económico, consiste en escoger sistemas estructurales que se diseñen para soportar las cargas verticales, y que ^{resistan} ~~sean capaces de resistir~~ la combinación de éstas y las solicitaciones sísmicas sin que el aumento de esfuerzos (o la disminución de factores de carga respecto a la falla) exceda el incremento permitido en los reglamentos para solicitaciones producidas por cargas permanentes y accidentales combinadas; al mismo tiempo, debe revisarse que los desplazamientos horizontales relativos entre niveles consecutivos no sobrepasen límites aceptables, y comprobarse que se tiene una seguridad adecuada contra la inestabilidad de conjunto de la construcción.

Los edificios de pocos pisos, con muros de carga, suelen satisfacer automáticamente las dos condiciones ~~anteriores~~ de resistencia y rigidez; al aumentar el número de niveles y requerirse una estructura el problema se vuelve más difícil, y para evitar incrementos excesivos en costo y en el tamaño de los elementos estructurales deben utilizarse sistemas adecuados.

ELECCION DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.

Las características principales que debe tener un edificio que se va a construir en una zona sísmica son:

Resistencia. El edificio ha de tener una seguridad adecuada contra el colapso durante temblores intensos. Para ello, debe diseñarse para que soporte solicitaciones sísmicas relativamente altas, compatibles con la sismicidad de la zona.

Rigidez. Es necesaria para evitar daños en muros, cancelas, instalaciones y otros elementos no estructurales, durante temblores frecuentes de poca intensidad, y para impedir fallas por inestabilidad, debida a amplificación excesiva de los momentos por interacción carga vertical - desplazamiento horizontal, en temblores intensos. La rigidez apropiada se logra manteniendo los desplazamientos laterales de entrepiso por debajo de límites adecuados, que se indican en los reglamentos.

Ductilidad. Esta propiedad no es indispensable, en teoría, puesto que pueden construirse estructuras que, también en teoría, se comporten elásticamente bajo

temblores de cualquier intensidad; constituye, sin embargo, una manera económica de obtener estructuras capaces de soportar temblores intensos, si bien sufriendo daños que pueden ser importantes. Además, como no se conocen las características (intensidad, duración, contenido de frecuencias, etc) del temblor más desfavorable a que quedará sometida la construcción, no puede suprimirse la ductilidad, al menos en zonas críticas de la estructura, sin correr el riesgo de que el comportamiento real esté muy por debajo del previsto.

SISTEMAS PARA PROPORCIONAR RIGIDEZ Y RESISTENCIA LATERALES.

~~A pesar de que~~ ^{Aunque} la razón de ser de la estructura de un edificio proviene de la necesidad de soportar cargas verticales, la elección del sistema estructural queda determinada, casi siempre, por la manera en que ~~han de resistirse~~ ^{se resisten} las fuerzas horizontales; más todavía, aunque no hubiese más que cargas verticales, también se tendría que pensar en cómo obtener rigidez lateral adecuada, puesto que siempre es teóricamente posible que un edificio completo, o alguno de sus entresijos, falle por inestabilidad lateral. Las solicitaciones horizontales son, pues, las que determinan las características principales de los sistemas estructurales de los edificios excepto, quizá, en los que no tienen más de dos o tres niveles.

Las estructuras deben ser estables bajo cualquier condición posible de carga. Cuando lo son, las solicitaciones exteriores ocasionan ~~en ellas~~ deformaciones pequeñas, y las fuerzas interiores les devuelven su forma original cuando desaparecen las cargas. En cambio, si una estructura es inestable las cargas producen deformaciones muy grandes, que crecen aunque las solicitaciones se mantengan constantes; además, las acciones interiores estabilizadoras no logran que la estructura recupere su configuración inicial cuando se descarga. El conjunto de vigas y columnas de la fig. ~~1a~~ ^{1a} es claramente inestable, pues no resiste fuerzas horizontales ni tiene ningún mecanismo que haga que recupere su forma inicial.

En la fig. ~~1a~~ ^{1a} se ilustran los pocos mecanismos que pueden utilizarse para obtener sistemas estructurales estables, capaces de resistir los efectos producidos por fuerzas horizontales. El primero consiste en añadir una diagonal, con lo que se obtiene una estructura contraventada. En el segundo la estabilidad lateral se logra por medio de muros de cortante o de rigidez, de mampostería de tabi-

que o de concreto reforzado, que son elementos planos verticales de gran rigidez y resistencia. Por último, los miembros que forman la estructura pueden unirse entre sí por medio de conexiones rígidas, que impiden las grandes rotaciones asociadas con el colapso: la estabilidad lateral se consigue con el uso de marcos rígidos.

Para asegurar la estabilidad, en todas las direcciones, de un edificio, puede utilizarse uno solo de los sistemas mencionados, o una combinación de varios de ellos.

Ventajas del acero estructural. El acero es el material más común en sistemas estructurales de varios pisos. Sus ventajas principales son su alta resistencia, en tensión o en compresión, y su gran rigidez, que proviene de su elevado módulo de elasticidad; la combinación de estas propiedades produce estructuras mucho menos masivas y, por consiguiente, más ligeras y eficientes desde el punto de vista del uso de los espacios, que las que se obtienen con el otro material ~~que se utiliza~~^{de} en la construcción, el concreto reforzado. Además, con acero se pueden salvar claros grandes, lo que permite crear los grandes espacios abiertos necesarios en los edificios modernos de oficinas. El empleo de sistemas de piso de lámina acanalada, en vez de losas de concreto, elimina el uso de obra falsa y aumenta la ligereza de la estructura. Su ductilidad lo hace el material más adecuado para los edificios altos, sobre todo para los que se construirán en zonas sísmicas. También la ligereza es un factor favorable, ~~en este caso~~, pues al disminuir el peso de la construcción disminuyen las fuerzas de inercia producidas por los temblores.

Las estructuras de acero se fabrican en taller, de manera que su uso industrializa el proceso de construcción, con las consiguientes ventajas de velocidad, precisión y calidad que llevan, finalmente, a la obtención de un sistema estructural muy confiable. Cuando la rigidez lateral de la estructura se vuelve crítica, el acero puede utilizarse combinado con concreto.

Para determinar el sistema estructural más conveniente en un edificio alto ha de reconocerse que su capacidad para resistir fuerzas horizontales se vuelve crítica, y que deja de serlo la manera en que se transmiten las cargas verticales (función que, de todos modos, no debe olvidarse). El sistema que resiste las

fuerzas horizontales, producidas por viento o sismo, está compuesto por una combinación de vigas, columnas, contraventeos en diagonal y muros de rigidez. Debe diseñarse para que soporte la mayor cantidad posible de carga vertical, de manera que se eviten, o se reduzcan a un mínimo, las tensiones netas transmitidas a la cimentación durante un sismo, y para que proporcione soporte lateral a subsistemas diseñados sólo para carga vertical.

Las fuerzas laterales producen fuerzas cortantes horizontales, momentos de volteo y desplazamientos ~~laterales~~. La demanda de resistencia y rigidez crece rápidamente cuando aumenta la altura del edificio, y el sistema estructural debe satisfacer esa demanda. La fuerza cortante aumenta linealmente con la altura, y el momento de volteo y los desplazamientos laterales crecen con su segunda y cuarta potencia.

En edificios de cierta altura el diseño suele quedar regido por la necesidad de proporcionar rigidez lateral suficiente para mantener los desplazamientos relativos de entrepiso dentro de límites aceptables, no por la capacidad del sistema para resistir las fuerzas cortantes horizontales y los momentos de volteo. Esto ha hecho que en las últimas tres décadas se hayan desarrollado diversos sistemas estructurales, buscando satisfacer la demanda de rigidez lateral de una manera económica.

Los sistemas estructurales que se han empleado a partir de los años sesenta siguen un proceso lógico de evolución, basado en comparaciones con el sistema más eficiente posible, un cantiliver que utiliza las dimensiones exteriores totales del edificio. La medida de la eficiencia de un sistema estructural cualquiera está, pues, relacionada directamente con su efectividad para soportar fuerzas horizontales trabajando como cantiliver.

El marco rígido, que resiste las fuerzas horizontales por flexión de los miembros que lo componen, constituye el cantiliver menos eficiente, por lo que se colocó al principio de una carta de sistemas posibles; el otro extremo ^{es} ~~lo consti-~~ ~~tuye~~ un cantiliver completamente efectivo, que utiliza la forma exterior tridimensional completa de la construcción. Entre los dos extremos hay una serie de sistemas, que se muestran en la Fig. ^{6.2.} (Fig. 2, pág. 648, "Constructional..."). La carta es útil en las primeras etapas del proceso de diseño, ya que permite escoger un sistema adecuado, que después se dimensiona para lograr la eficiencia buscada

13. (Las alturas límite indicadas en la figura corresponden a edificios construidos en zonas donde las fuerzas horizontales de diseño son ^{producidas por} ~~debidas a~~ viento; en zonas sísmicas son, en general, menores; la ductilidad del sistema, de enorme importancia en diseño sísmico, es mucho menos crítica cuando el diseño es por viento/

Marcos rígidos.

14. Los marcos rígidos tridimensionales, formados por un conjunto de vigas y columnas, constituyen un sistema estructural eficiente para edificios de altura pequeña o media, hasta unos 10 ó 12 pisos. En edificios destinados a habitación no suele justificarse su empleo como únicos elementos resistentes, pues por requisitos de funcionamiento se cuenta con gran número de muros, que separan unas habitaciones de otras, colocados en las mismas posiciones en todos los niveles, que pueden utilizarse con ventaja, solos o en combinación con los marcos. En cambio, los edificios de oficinas carecen casi por completo de divisiones de carácter permanente, por lo que en ellos sí puede convenir utilizar ~~los~~ marcos rígidos como único sistema estructural, pues proporcionan la máxima libertad de planeación y operación.

Los marcos rígidos constituyen una solución adecuada en edificios de poca o mediana altura que se van a construir en zonas sísmicas porque, además de proporcionar la resistencia necesaria ante cargas verticales y horizontales de una manera económica, permiten obtener estructuras de ductilidad elevada, capaces de incursionar en el intervalo inelástico bajo sollicitaciones sísmicas intensas, disipando una parte importante de la energía que les transmite el terreno sin sufrir daños, o experimentando desperfectos locales, de pequeña cuantía y fácil reparación.

~~Los marcos rígidos~~ Bien diseñados, detallados y construidos, tienen un comportamiento dúctil estable bajo cargas cíclicas ~~que los hacen trabajar~~ fuera del intervalo elástico, y la mayor parte de los códigos de construcción los consideran sistemas estructurales preferenciales, para los que especifican cargas laterales menores que las correspondientes a otros sistemas.

Es una práctica aceptada generalmente la de que el dimensionamiento de los miembros que componen los marcos rígidos se haga de manera que las articulaciones plásticas se formen en las vigas antes que en las columnas, con lo que se logra que las deformaciones plásticas más importantes se concentren en zonas que pueden

aceptarlas con poca, o ninguna, pérdida de resistencia. Esta es la filosofía de diseño conocida como "columnas resistentes - vigas débiles".

Sin embargo, la ductilidad se convierte en la principal desventaja de los marcos rígidos cuando se pretende utilizarlos en edificios altos carentes de elementos estructurales adicionales que contribuyan a la resistencia y rigidez lateral del conjunto, pues se hace necesario aumentar las dimensiones de vigas y columnas, muy por encima de las requeridas para soportar las cargas verticales, primero para obtener la resistencia necesaria ante cargas horizontales y después, cuando crece el número de pisos, para controlar los desplazamientos laterales y mantenerlos dentro de límites adecuados.

Los marcos rígidos constituyen el esqueleto resistente de un gran número de construcciones modernas de muy diversos tipos. ~~(Fig. 2).~~ Su nombre proviene de que los elementos principales que los componen, vigas y columnas, están ligados entre sí por medio de conexiones rígidas, capaces de transmitir los momentos, fuerzas normales y cortantes, sin que haya desplazamientos lineales o angulares relativos entre los extremos de las barras que concurren en cada nudo, lo que hace que la estructura resultante pueda resistir por sí sola, sin la ayuda de elementos adicionales de otros tipos, cargas verticales y horizontales. El dimensionamiento las conexiones entre vigas y columnas constituye uno de los aspectos más importantes del diseño de los marcos rígidos.

6.3

En la Fig. ~~(Fig. 7, pág. 658, "Construcción...")~~ se muestra un marco rígido deformado por fuerzas horizontales; la deformación, que se caracteriza por la rotación de los nudos y la flexión de vigas y columnas, comprende dos partes, la deformación por cortante y la producida por el alargamiento y acortamiento de las columnas. En marcos rígidos de proporciones usuales la primera representa entre el 80 y el 90% de la deformación total, de manera que un dimensionamiento óptimo de la estructura, desde el punto de vista de las deformaciones, estará dirigido a minimizarla.

Los desplazamientos por cortante son proporcionales a las sumas de rigideces I/L e I/h de todas las vigas y columnas de cada nivel; como el claro de las vigas es, en general, dos o tres veces mayor que la altura de las columnas, para que las contribuciones de unas y otras sean semejantes los momentos de inercia de las primeras deben ser dos o tres veces mayores que los de las segundas, lo que ind.

que cuando los claros crecen tienen que utilizarse vigas de peralte considerable para controlar los desplazamientos. El peralte económico aumenta en los pisos inferiores, en los que la fuerza cortante es mayor, y en edificios de cierta altura excede ~~del~~ permitido por requisitos arquitectónicos o funcionales, lo que obliga a utilizar secciones más pesadas; ésta es una de las causas principales de la ineficiencia de los marcos rígidos. Además, si los desplazamientos se controlan aumentando las dimensiones de las vigas éstas se hacen más resistentes que las columnas, lo que está en contra de la hipótesis, generalmente aceptada, de que en zonas sísmicas conviene que tengan una resistencia menor.

La relación altura/ancho total del edificio es también de la mayor importancia en la eficiencia de los marcos rígidos, ya que cuando el ancho es grande aumenta el número de crujeías. Los marcos de la periferia del inmueble pueden ser más eficientes que los interiores si el proyecto arquitectónico permite disminuir la separación entre sus columnas y aumentar el peralte de las vigas.

~~Las conexiones~~ ^{uniones rígidas} aumentan el costo, ~~de los marcos rígidos,~~ por este motivo, un sistema estructural popular en Estados Unidos es el formado por marcos rígidos colocados sólo en la periferia del edificio, mientras que el resto de la estructura tiene juntas flexibles; disminuye así sustancialmente el número de conexiones rígidas, pero aumenta el grueso de las paredes de los elementos que han de unirse entre sí, puesto que el sismo es resistido por sólo dos marcos en cada dirección, crecen las dificultades para hacer buenas soldaduras y disminuye la hiperestaticidad del sistema. Las fallas de soldadura de penetración completa entre los patines de vigas y columnas registradas durante el temblor de Northridge, California, del 17 de enero de 1994, se han achacado, al menos en parte, a los problemas creados al soldar placas muy gruesas, originadas por el sistema estructural mencionado.

En edificios altos, en los que ^{predominan} las solicitaciones producidas por viento o sismo, ~~se vuelven predominantes,~~ el marco rígido convencional deja de ser una solución adecuada, pues para darle la resistencia y rigidez necesarias se requieren vigas y columnas de dimensiones y costo excesivos. En esos casos conviene utilizar elementos estructurales adicionales, muros de rigidez o contraventeos, que resistan las fuerzas horizontales más eficiente y económicamente.

El uso de los elementos mencionados hace que el marco rígido deje de ser indispensable pues la estructura de soporte de un edificio puede construirse con

~~articuladas en las columnas,~~
vigas ~~y columnas articuladas entre sí~~, proporcionando la rigidez y resistencia laterales necesarias para evitar problemas de inestabilidad y para soportar los efectos producidos por fuerzas horizontales por medio, por ejemplo, de armaduras verticales formadas por columnas, vigas y contraventeos en diagonal colocados entre ellas.

En un mismo edificio se puede emplear una combinación de marcos rígidos, contraventeos, muros de rigidez y vigas articuladas en las columnas, cambiando incluso la forma de trabajo en las dos direcciones principales, ya que, de acuerdo con sus características arquitectónicas y funcionales, una combinación de dos o más de los sistemas estructurales mencionados puede proporcionar la solución más eficiente y económica.

Marcos contraventeados.

Bajo cargas horizontales, las armaduras verticales formadas por vigas, columnas y diagonales trabajan como elementos en cantiliver; los momentos de volteo son equilibrados por fuerzas normales, de tensión y compresión, que aparecen en las columnas, y las fuerzas cortantes son resistidas por las diagonales; éstas pueden tener diversas configuraciones, como se muestra en la fig. ^{6.4} ~~(Fig. 11, pá 652, "Constructional...")~~.

Las armaduras de cortante pueden, por sí solas, proporcionar toda la resistencia y rigidez requeridas en edificios de altura media; se emplean con frecuencia para resistir los efectos del viento, pero en zonas sísmicas suelen combinarse con marcos rígidos, con lo que se obtiene un sistema de marcos y armaduras que interactúan entre sí. Cuando se combina la deformación por cortante de los marcos con la de las armaduras, en flexión, se obtiene un sistema de gran rigidez lateral; en la parte superior del edificio los marcos restringen las deformaciones de las armaduras, y en la parte inferior ~~sucede lo contrario~~ son las armaduras las que restringen a los marcos. Esto ocasiona una redistribución de fuerzas cortantes entre marcos y armaduras (Fig. ^{6.5} ~~12, pág. 653, "Constructional...")~~ que lleva la rigidez del sistema a un nivel mucho más alto que el que se obtiene sumando directamente las rigideces de unos y otras.

Las armaduras verticales se colocan alrededor del núcleo de servicios (que incluye elevadores, escaleras, sanitarios, ductos y cuartos para equipo mecánico

eléctrico y de teléfonos) y en los muros de lindero del edificio, y se combinan con marcos rígidos.

Contraventeos excéntricos.

En la Fig. ^{6.6} se muestran cuatro marcos provistos de otros tantos tipos de contraventeos excéntricos. Las fuerzas axiales que aparecen en las diagonales, como un resultado de las acciones sísmicas, se transmiten a las columnas o a otras diagonales a través de un tramo corto de viga, llamado "eslabón activo", que trabaja en flexión y cortante. Escogiendo adecuadamente su geometría puede lograrse que un marco contraventeado excéntricamente tenga una rigidez elástica muy cercana a la de marcos similares provistos de contraventeos concéntricos y que, por otro lado, los eslabones activos se deformen inelásticamente durante temblores severos, absorbiendo y disipando energía de una manera análoga a la de los marcos rígidos no contraventeados. Se obtiene así un sistema estructural que posee características favorables de los dos sistemas, y que puede satisfacer, en forma eficiente, los dos requisitos de rigidez y ductilidad característicos del diseño sísmico.

La capacidad de los eslabones activos de disipar grandes cantidades de energía durante sobrecargas extremas es de importancia crítica para la ductilidad de conjunto del sistema estructural; se ha encontrado, por medio de estudios de laboratorio, que los eslabones que fluyen principalmente en cortante son más eficientes que los que fluyen en flexión.

La elección de las excentricidades constituye uno de los pasos más importantes en el diseño de marcos contraventeados excéntricamente, pues de sus valores depende tanto la rigidez elástica del marco como la demanda de ductilidad en los eslabones activos.

En resumen, los marcos contraventeados excéntricamente son estructuras dúctiles en las que las deformaciones inelásticas se confinan a regiones en las que no afectan de manera adversa la resistencia y estabilidad de conjunto de la estructura.

Los contraventeos, las columnas y las vigas, estas últimas en las zonas que no forman parte de los eslabones activos, se diseñan para que permanezcan en el intervalo elástico, y no se pandeen; prácticamente toda la actividad inelástica se

(En pág. 14, Curso internacional)

La ductilidad que se obtiene por medio de deformaciones inelásticas reversibles es la justificación principal para que el diseño sísmico se haga con fuerzas mucho menores que las que aparecerían en una estructura elástica durante un temblor de tierra intenso. Sin embargo, la capacidad de los marcos contraventeados para resistir deformaciones inelásticas reversibles está severamente limitada. El alargamiento y el acortamiento axial de miembros esbeltos no son reversibles, y el de elementos comprimidos más robustos es posible sólo hasta que se presenta un pandeo significativo; se ha encontrado, de manera experimental, que la resistencia de miembros bajo carga axial disminuye ~~may~~ rápidamente cuando se les somete a cargas cíclicas después de que se inicia el pandeo; además, no recuperan su forma recta original.

Por las razones anteriores, los contraventeos sólo se permiten cuando están acompañados por marcos rígidos que pueden soportar una parte sustancial de la fuerza sísmica total. En esas condiciones, el RDF93 permite que se diseñen con un factor de comportamiento sísmico igual al de marcos rígidos sin contraventeo; en cambio, en SEAOC y en ASCE se especifica una fuerza de diseño 1.5 veces mayor.

El comportamiento, durante temblores, de los marcos contraventeados, es aceptable mientras conservan una configuración estable; en general, su respuesta en el intervalo elástico es excelente, pero puede no serlo fuera de él; las recomendaciones para diseño buscan evitar fallas frágiles y elevar el nivel de respuesta estable.

Cuando se pandea un elemento de contraventeo comprimido, se presentan varios fenómenos:

- a. Una parte de la carga se transfiere a la diagonal en tensión, con lo que aumenta la fuerza que debe resistir.
- b. Pueden ocasionarse rotaciones excesivas en los extremos de la diagonal, que pueden provocar la falla local de la conexión.
- c. Es posible una falla por pandeo local o torsional en la zona central de la diagonal.
- d. Si el contraventeo se sale de su plano original, destruye los elementos no estructurales colocados a sus lados.
- e. El pandeo puede presentarse en forma asimétrica en los varios sistemas de contraventeo del edificio, ocasionando un incremento de la torsión, tal vez significativo.

Las relaciones de esbeltez reducidas y los esfuerzos bajos disminuyen, o evitan, la deformación del contraventeo fuera de su plano; ésto es lo que se busca con las recomendaciones de los códigos. Además, debe prestarse especial cuidado para evitar el pandeo o la fractura de las placas de conexión, el pandeo local del contraventeo y la fractura de las soldaduras de unión, cuando las diagonales están formadas por varios perfiles (dos ángulos, por ejemplo), así como el pandeo entre ellas.

concentra, ~~pero~~, en zonas escogidas, diseñadas y detalladas especialmente. El resto de la estructura se dimensiona para que resista, trabajando elásticamente, las solicitaciones que aparecen en ella mientras los eslabones activos fluyen plásticamente, las que se determinan estudiando el mecanismo de colapso del marco; posteriormente se revisa su comportamiento bajo cargas de trabajo, utilizando métodos elásticos.

Tubos reticulares. Si se incrementa la resistencia de los marcos de las fachadas, colocando columnas muy juntas y aumentando los peraltes de las vigas, y se hacen continuos en las esquinas, se obtiene un cantiliver tubular de paredes perforadas, que es muy eficiente para resistir fuerzas horizontales.

En la Fig. ^{6.7 aparece} ~~(Fig. 16, pág. 655, "Constructional...")~~ se muestra la distribución de fuerzas normales en las columnas. Si las paredes del tubo fueran macizas, serían iguales en todas las columnas de los marcos de "los patines", y tendrían una distribución triangular en las columnas de "las almas"; sin embargo, las deformaciones por cortante de los marcos rígidos reales reducen la eficiencia del cantiliver. Debe buscarse ^{el} ~~un~~ comportamiento ~~lo~~ más cercano posible al del voladizo de paredes macizas; ^{se} ~~su~~ lograse que la deformación por cortante no exceda del 25% de la total.

Tubos con diagonales. El tubo con diagonales en las fachadas constituye una solución muy apropiada para estructuras de acero. En el sistema tubular ideal todas las columnas exteriores se interconectan por medio de diagonales, de manera que se forma ^{una} ~~una~~ estructura tridimensional muy rígida, que resiste ^{acciones} ~~las~~ fuerzas laterales con las fuerzas axiales que se generan en los miembros, en vez de utilizar su resistencia a la flexión.

Comparado con el tubo reticular, este sistema tiene la ventaja de que permite separaciones mucho mayores entre las columnas de las fachadas.

Los tubos con diagonales resisten las fuerzas horizontales de manera muy eficiente, pero pueden no ser adecuados para zonas de alta sismicidad, porque su ductilidad es limitada. Sin embargo, pueden combinarse con marcos rígidos dúctiles, o interconectarse por medio de elementos de ductilidad suficiente (Fig. ^{6.8} ~~30,~~ ~~pág. 669, "Constructional...").~~

Los dos sistemas estructurales anteriores influyen de manera importante en la arquitectura de los edificios, sobre todo en las fachadas, lo que no está muy de acuerdo con las tendencias arquitectónicas actuales.

Supermarcos o megamarcos. La estructura de un supermarco está constituida por piernas verticales situadas en las esquinas del edificio, ligadas entre sí por elementos horizontales colocados cada 10 a 20 pisos. Tanto las piernas como los elementos horizontales ^{Tienen} ~~son estructuras~~ de grandes dimensiones (Fig. ^{69).} ~~26a, pág. 661~~ ~~"Constructional...")~~.

Los supermarcos ^{admiten} ~~permiten el acomodo~~ de espacios variables, adecuados para múltiples funciones. Históricamente, los edificios altos han estado destinados a oficinas o departamentos, pero las megaestructuras de muchos pisos deberán integrar varias funciones en un sólo edificio, con espacios flexibles que puedan ser planeados eficientemente para la actividad que ^{se} ~~vaya a~~ desarrollarse en cada uno de ellos, y con la menor interferencia posible de la estructura.

La eficiencia estructural se obtiene de la concentración de columnas en ~~las~~ ~~esquinas de~~ las esquinas; aumenta transfiriéndoles las cargas de las columnas interiores, de manera que crecen su rigidez y resistencia, y se contrarrestan tensiones producidas por las fuerzas horizontales.

Parámetros de diseño. La elección del sistema estructural que resistirá las fuerzas horizontales depende de gran número de variables; las más importantes son las deflexiones laterales de entrepiso, los efectos geométricos de segundo orden ($P\Delta$), las tensiones en la cimentación y las frecuencias de vibración del edificio.

Las deflexiones laterales de entrepiso deben mantenerse por debajo de límites que aseguren un comportamiento satisfactorio de elementos no estructurales, como muros y cancelas, durante sismos frecuentes de poca intensidad.

El efecto geométrico de segundo orden conocido como efecto $P\Delta$ está íntimamente ligado con la rigidez lateral del edificio y, por consiguiente, con sus desplazamientos de entrepiso. Hace que crezcan los elementos mecánicos con respecto a los de primer orden.

Un parámetro muy importante para determinar los límites de aplicación de un sistema dado ~~es el constituido~~^{son} por las tensiones (o fuerzas "hacia arriba") que aparecen en las columnas, sobre todo en ~~es~~^{el} tramo inferior. Un edificio puede rigidizarse de manera que sus desplazamientos laterales se conserven dentro de los límites de diseño, pero al hacerlo es posible que una parte del sistema resistente "atraiga" fuerzas horizontales de magnitud tal que aparezca en ella un momento de volteo ~~tan grande~~ que origine fuerzas de tensión en la cimentación, cuya capacidad para soportar fuerzas hacia arriba suele ser reducida; este fenómeno puede limitar la aplicación de un sistema estructural determinado.

En edificios muy esbeltos es frecuentemente necesario transferir cargas verticales de las columnas interiores a las de la periferia, para contrarrestar las fuerzas hacia arriba.

La primera frecuencia de vibración transversal en cada dirección y la frecuencia torsional tienen una influencia considerable en el comportamiento de los edificios altos. Es preferible que los periodos correspondientes estén separados uno de otro cuando menos en 15%, y que el torsional sea el tercero. Se evitan así acoplamientos dinámicos de los modos, que pueden ocasionar una respuesta inconveniente.

Los periodos fundamentales de vibración del edificio deben estar suficientemente separados del periodo del terreno, para evitar posibles fenómenos de amplificación por resonancia.

Una suposición básica en el análisis y diseño sísmico de edificios altos es ~~la de~~ que los sistemas de piso, actuando como diafragmas, transfieren las fuerzas horizontales a los elementos resistentes y las distribuyen entre ellos en proporción a sus rigideces laterales. Los esfuerzos en los diafragmas de edificios normales son pequeños, y pueden ser resistidos, sin problemas, por el sistema de piso. Sin embargo, deben revisarse las zonas en que haya cambios bruscos de rigidez lateral, y cuando las cortantes horizontales se transfieren de un elemento resistente a otro que no se encuentra en el mismo plano vertical. Los esfuerzos en los diafragmas pueden ser también críticos cuando hay en ellos aberturas de dimensiones considerables.

5. CONEXIONES

Las conexiones deben ser capaces de transmitir los elementos mecánicos calculados en los miembros que ligen, satisfaciendo, ~~al mismo tiempo,~~ las condiciones de restricción y continuidad supuestas en el análisis de la estructura.

/E

Las conexiones están formadas por elementos de unión (atiesadores, placas, ángulos, ménsulas) y conectores (soldaduras, tornillos, remaches). Los elementos componentes se dimensionan de manera que su resistencia de diseño sea igual o mayor que la solicitación de diseño correspondiente, determinada, a) por medio de un análisis de la estructura bajo cargas de diseño, b) como un porcentaje especificado de la resistencia de diseño de los miembros conectados. Con frecuencia se diseñan para desarrollar la capacidad íntegra de los miembros conectados, incrementada muchas veces, sobre todo en diseño sísmico, para tener en cuenta la sobrerresistencia debida al endurecimiento por deformación del material.

Uniones viga-columna en marcos rígidos de edificios.

~~Uniones rígidas entre vigas y columnas.~~ En lo que sigue se da el nombre de "conexión" al conjunto de elementos que unen las vigas con la columna (placas o ángulos por patines o alma, soldaduras, remaches, tornillos), y se llama "junta" a la zona completa de intersección de los miembros; en la mayoría de los casos la junta es la parte de la columna, incluyendo atiesadores o placas adosadas al alma, que queda comprendida entre los planos horizontales que pasan por los bordes superior e inferior de la viga de mayor peralte.

→ Págs. 1060 a 1067 y 1072

Al ~~hacer~~^{En} el diseño se supone que los elementos que experimentan deformaciones plásticas grandes aplican a ~~los otros elementos de~~ la unión cargas iguales a 1.25 veces su resistencia máxima no factorizada, y se considera que un elemento responde elásticamente cuando las solicitaciones a que está sometido no exceden su resistencia de diseño.

Las resistencias en los extremos de vigas y columnas se determinan como si ^{la} estuviesen sometidas a ~~una~~^{curse} carga estática, con las modificaciones indicadas en la sección 4, y la de la junta se evalúa con los métodos que se presentan más adelante.

En general se considera conveniente que no sean las columnas las que fluyan plásticamente, para evitar mecanismos de colapso restringidos a un solo entrepiso, que exigen una ductilidad elevada, muchas veces excesiva. Sin embargo, aparecen articulaciones plásticas en las bases de las columnas inferiores, y ~~debe reconocerse que en~~ hay casos en los que es impráctico evitar la plastificación de columnas de entrepisos superiores; eso sucede ^{por ejemplo,} cuando se emplean vigas de alma abierta (armaduras).

Resistencia de la conexión. La resistencia de la conexión de cada viga debe ser suficiente para transmitir ⁽¹⁾ como mínimo, 1.25 veces las acciones internas de diseño que haya en el extremo de la viga, sin que sea necesario sobrepasar su resistencia o la de la junta.

desplazamientos lineales o angulares relativos entre los extremos de las barras que concurren en ~~cada nudo~~^{ellas;}; para que el comportamiento de la estructura real corresponda al supuesto, no basta con analizar y diseñar vigas y columnas con gran exactitud, sino se requiere también que las uniones entre ellas se diseñen y construyan de manera que se satisfaga esa suposición.

Hasta hace pocos años las ~~conexiones~~^{uniones} se trataban, ~~en general,~~ como si no tuviesen dimensiones, como si fuesen el punto de intersección de los ejes de las barras que concurren en ellas; si se consideraban las dimensiones, se suponía que eran indeformables. La realidad es otra: las ~~conexiones~~^{uniones} son elementos estructurales deformables de dimensiones finitas; sus deformaciones, sobre todo las producidas por las fuerzas cortantes en el tablero limitado por los bordes interiores de los patines de vigas y columnas, pueden influir de manera significativa en la respuesta bajo carga de la estructura, lo que obliga a ~~proporcionarles~~^{darles} una rigidez suficiente para que las deformaciones no afecten el comportamiento de la estructura, o a tenerlas en cuenta en el análisis cuando sean significativas.

El comportamiento de los marcos rígidos depende en buena medida del de sus ~~juntas~~^{uniones}; si su rigidez es insuficiente pueden permitir rotaciones elásticas y comportarse como uniones semi-rígidas, lo que hace que los momentos en otras zonas de la estructura sean mayores que los determinados en el análisis (por ejemplo, aumentan los momentos positivos que producen las cargas

verticales en la parte central de las vigas); si su resistencia es baja, pueden ser incapaces de resistir las sollicitaciones que obran sobre ellas, o de alcanzar y mantener, durante rotaciones importantes, los momentos necesarios para que se forme el mecanismo de colapso, lo que ocasiona una disminución de la resistencia del marco.

Como el diseño correcto de un marco rígido requiere un conocimiento completo del comportamiento de sus ^{uniones,} ~~conexiones~~, en los intervalos elástico e inelástico, se han realizado muchos estudios, analíticos y experimentales, para determinarlo; la mayor parte de ellos, sobre todo los recientes, se refiere a ^{uniones} ~~juntas~~ soldadas, con tornillos de alta resistencia, o con una combinación de ambos.

Buena parte de los estudios se ha encaminado a conocer el comportamiento bajo carga estática, pero en los últimos años se han investigado también las ^{uniones} ~~conexiones~~ cargadas cíclicamente, para obtener métodos de diseño aplicables a marcos rígidos de edificios construidos en zonas sísmicas.

Las cuatro ^{uniones} ~~conexiones~~ viga-columna que se emplean en marcos de edificios se muestran en la Fig ^{5.1} 5-8-1; las dos primeras corresponden al nivel superior y las otras dos a uno intermedio; en cada caso se ha dibujado una columna lateral y una interior.

Como es usual en estructuras reales, la columna pasa a través de la junta, y las vigas se unen a sus patines. (*Es decir, la junta de pie de columna pasa por el alma de las vigas. (ver figura 5-8-1))

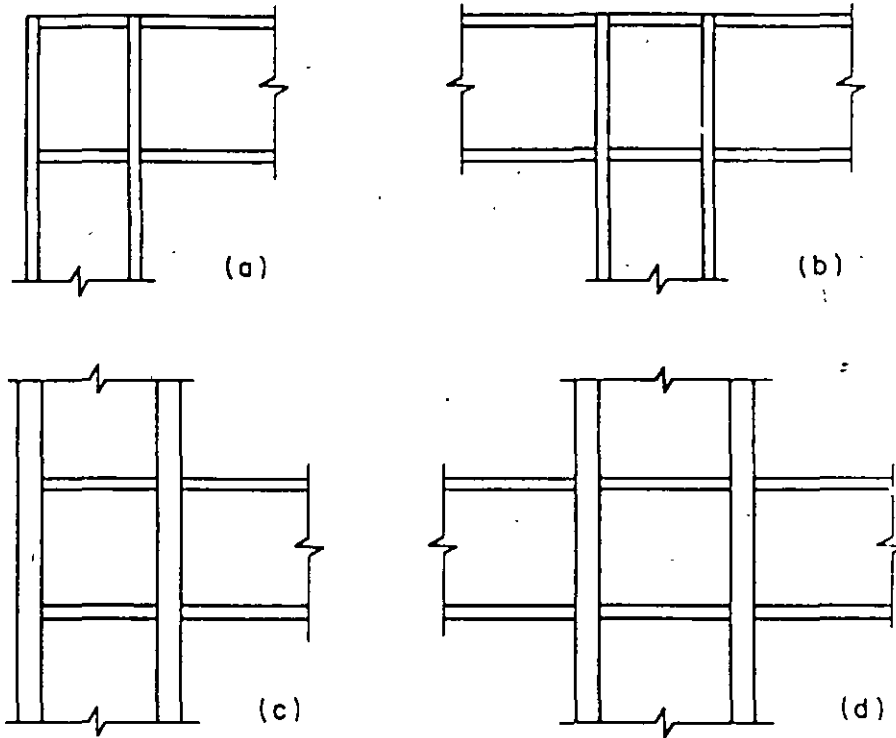


Fig 5-8-1 Conexiones viga-columna de marcos rígidos

Casi todos los estudios realizados hasta ahora han correspondido a marcos planos, con una o dos vigas unidas a los patines de la columna; sin embargo, en estructuras reales hay casi siempre tres o cuatro vigas en cada ^{unión} conexión, pues en cada columna se cruzan dos marcos; las vigas llegan a uno o a los dos patines y a uno o ambos lados del alma.

*Este no es un requisito indispensable; puede haber ocasiones en que convenga que los elementos que se interrumpen en la conexión sean las columnas. Sin embargo, es la situación más común, pues se facilita el montaje de la estructura y se obtienen conexiones más resistentes, en vista de que los perfiles usados como columnas suelen ser mayores que las vigas y su alma es, en general, más gruesa.

Cuando la columna pasa a través de la ^{unión,} junta, el diseño de ^{esta} ~~la~~ ~~conexión~~ consiste en:

1. Dimensionamiento de los medios de unión entre traveses y columna, necesarios para transmitir a ésta los elementos mecánicos de las secciones extremas de aquellas, utilizando soldadura, remaches~~o~~ o tornillos de alta resistencia. En juntas soldadas la unión puede ser directa o por medio de placas en los patines, ángulos o placas en el alma, o asientos; en juntas atornilladas siempre se utilizan placas, ángulos u otros elementos (tés, por ejemplo).
2. Revisión de la columna para determinar si tiene resistencia y rigidez adecuadas para soportar las solicitaciones que recibe de las vigas, al mismo tiempo que actúa sobre ella la compresión que proviene de los niveles superiores.
3. Diseño, en su caso, de los refuerzos necesarios: atiesadores entre los patines de la columna, placas adosadas o paralelas al alma.

Bajo carga vertical las ^{uniones} juntas más críticas suelen ser las laterales (Fig 5-8-1, a y c), porque los momentos que recibe una columna central de las dos vigas son, en general, de signos contrarios, por lo que tienden a equilibrarse; la situación cambia cuando obran sobre la estructura fuerzas horizontales ocasionadas por viento o sismo.

* Los remaches casi no se usan en estructuras modernas; no se tratarán aquí.

~~Características~~ ^{uniones} Características de las conexiones. Para que el comportamiento de una ^{unión} junta sea satisfactorio, han de satisfacerse los requisitos siguientes:

Resistencia. Las ^{uniones} ~~conexiones~~ deben ~~ser capaces~~ de resistir las acciones que les transmiten los miembros de la estructura que llegan a ellas. En diseño elástico, el límite de utilidad estructural debería ser la aparición del esfuerzo de fluencia en la junta o en el extremo de alguna de las vigas o columnas. * En ^{Escríbete la nota entre ()} diseño plástico, el estado límite lo constituye la formación de una articulación plástica en la junta o en una o varias de las vigas y columnas; la ^{unión} ~~conexión~~ debe resistir las solicitaciones de los miembros que la rodean hasta que se formen en éstos las articulaciones plásticas necesarias para que la estructura se convierta en un mecanismo.

Rigidez. La rigidez, en el intervalo elástico, de las ^{uniones} ~~conexiones~~ viga-columna, debe ser suficiente para que las posiciones relativas de todos los elementos estructurales se conserven fijas bajo cargas de trabajo.

*El estado de esfuerzos en las ^{uniones} ~~conexiones~~ es muy complejo, pues los esfuerzos producidos por los momentos flexionantes, fuerzas normales y fuerzas cortantes que les transmiten las vigas y columnas, ya de por sí complicados y difíciles de evaluar, se superponen con los residuales que hay siempre en los perfiles de acero y con los que ocasiona la soldadura; ésto hace que bajo cargas de trabajo (y, seguramente, antes de aplicar esas cargas) haya ya zonas localizadas en estado plástico. La imposibilidad de determinar los esfuerzos reales en condiciones de servicio, y el hecho de que la aparición del esfuerzo de fluencia en algún punto no constituye un estado límite de resistencia, hacen que ~~en la práctica actual,~~ ^{uniones} las ~~conexiones~~ se diseñen con métodos plásticos simplificados, ^{en su caso} aunque el diseño de la estructura en general se efectúe utilizando esfuerzos permisibles.

Capacidad de rotación. Las ~~condiciones~~^{uniones} deben admitir rotaciones inelásticas importantes conservando la resistencia a la flexión correspondiente a la formación, en ellas, de una articulación plástica, o tener resistencia y rigidez suficientes para que se formen articulaciones plásticas en el extremo contiguo a ellas de alguno o algunos de los miembros, y que giren, bajo momento M_p constante, los ángulos necesarios para las redistribuciones de momentos que ~~preceden~~^{se presentan durante} la formación del mecanismo de colapso.

Esta característica es indispensable para que la estructura alcance la carga de colapso teórica, pues para ello tienen que formarse todas las articulaciones requeridas para el mecanismo sin que disminuya el momento resistente de ninguna, lo que sólo sucede cuando su capacidad de rotación bajo momento M_p constante es suficiente.

Las ~~juntas~~^{uniones} de estructuras diseñadas elásticamente no requieren, en teoría, capacidad de rotación, ya que el límite de utilidad estructural corresponde a la aparición del esfuerzo de fluencia en alguna zona crítica; sin embargo, la ductilidad es deseable como una protección contra fallas frágiles y para obtener un comportamiento aceptable bajo sollicitaciones sísmicas. (Los esfuerzos evaluados con métodos elásticos aplicados a estructuras de cierta complejidad tienen poco que ver con los que realmente existen en ellas; su utilidad estriba en que permiten comparar el comportamiento previsto de la estructura que se está diseñando con el de otras ya construidas, diseñadas con los

mismos métodos, que se han comportado satisfactoriamente. Las incertidumbres en el cálculo de los esfuerzos provienen de dificultades en la evaluación de las solicitaciones, sobre todo sísmicas, de la complejidad de las estructuras y su interacción con muros, contravientos verticales, sistemas de piso y rampas de escaleras, de la existencia de esfuerzos residuales y concentraciones de esfuerzos, así como de la interacción suelo-estructura que puede ocasionar, entre otros fenómenos, hundimientos diferenciales de los apoyos; por todo esto, las ~~juntas~~ ^{uniones} deben diseñarse para que permitan un comportamiento dúctil de las estructuras bajo solicitaciones mayores que las calculadas, pues en caso contrario la falla puede presentarse mucho antes de que se alcance la resistencia máxima teórica. Por las razones expuestas, las ~~juntas~~ ^{uniones} de los marcos diseñados elásticamente deben dimensionarse y construirse de manera que posean una capacidad de rotación suficiente).

Economía. La resistencia, rigidez y capacidad de rotación de una ~~junta~~ ^{unión} pueden incrementarse siempre aumentando la cantidad de material utilizada en ella; sin embargo, como una parte importante del costo de fabricación de los marcos rígidos corresponde a las ~~conexiones~~ ^{uniones,} ~~estas~~ han de diseñarse de manera que tengan propiedades satisfactorias con el menor incremento posible de material y mano de obra. Además, han de proyectarse para que permitan un montaje sencillo y rápido.

~~Sigue la pág. 1067a~~

~~CS.8.3 Diseño de conexiones cargadas estáticamente. El diseño~~

El comportamiento dúctil y la absorción inelástica de energía pueden presentarse en tres elementos de las ^{uniones} ~~uniones~~ de los marcos rígidos: los extremos de las vigas y columnas, ~~que concurren en la junta~~, en los que pueden formarse articulaciones plásticas por flexión, y la zona común a vigas y columnas, que puede fluir por cortante. Dentro de ciertos límites, se permite el comportamiento inelástico de cualquiera de esos elementos o de una combinación de dos o más de ellos. La elección final queda en manos del ingeniero estructural. Los problemas que han de resolverse en el diseño dependen, en buena parte, de cuál de las tres áreas se escoge para que tenga el umbral de inelasticidad más bajo.

La preocupación principal al diseñar un marco que debe ser capaz de responder inelásticamente es evitar fracturas frágiles y pandeo severo en las zonas inelásticas.

Aunque puede permitirse el flujo plástico en las columnas, la mayoría de los ingenieros considera que es el menos deseable; cuando se diseña para que se presente, se limita la fuerza axial en la columna y se toman medidas especiales para contraventearla. Cuando el comportamiento inelástico se inicia por flujo plástico por cortante en la ^{junta} ~~zona común a vigas y columnas~~, su flexibilidad contribuye significativamente a los desplazamientos totales de entrepiso, por lo que debe considerarse en el diseño. Si se escoge evitar el comportamiento inelástico en las dos zonas anteriores, las articulaciones plásticas se ^{de} formarán en los extremos ~~de~~ las vigas, lo que hace que los aspectos críticos del diseño sean la conexión viga-columna y la estabilidad de la viga.

Los requisitos que deben satisfacerse en el diseño de las ^{uniones} ~~conexiones~~ tienen por objeto asegurar que las deformaciones plásticas que pueden presentarse en ellas durante la respuesta a sismos severos no tendrán lugar en los elementos de ^{conexión} ~~unión~~, sino en alguna de las dos zonas adyacentes, la viga o ~~el tablero de alma de~~ la junta. El diseño no se hace para las fuerzas obtenidas en el análisis, sino para las resistencias nominales de los miembros que se emplean realmente en la estructura, evitando así que las ^{uniones} ~~conexiones~~ fallen antes de que se presenten las deformaciones inelásticas necesarias; esto es cierto aún cuando los miembros estén sobrediseñados por resistencia, por ejemplo cuando se aumentan sus dimensiones para reducir los desplazamientos de entrepiso.

Una unión viga-columna se considera adecuada para desarrollar la resistencia de la viga si satisface alguna de las condiciones siguientes:

a) Los patines de la viga ^{se sueldan} están soldados a tope, con ~~soldaduras de~~ penetración completa, a los ~~patines~~ de la columna, y el alma de la viga ^{se} está conectada a la columna, o a una placa vertical soldada a ella, con soldaduras capaces de desarrollar toda su resistencia, o ~~capaces~~ de resistir, como mínimo, el 50 por ciento de la parte del momento plástico de la viga que corresponde al alma más la fuerza cortante que hay^a en ella, la que se transmite con soldadura adicional o con pernos de alta resistencia que trabajen por fricción.

b) El módulo de sección plástico de los patines es mayor que el 70 por ciento del módulo de sección plástico de la viga completa (es decir, $b_p t_p (d - t_p) F_{yp} \geq 0.7 M_p$). Los patines de la viga ^{se} están ~~soldados~~ soldados a tope, con ~~soldaduras de~~ penetración completa, a los de la columna, y el alma de la viga ^{se} está conectada a la columna, directamente o a través de una placa, por medio de soldaduras o tornillos de alta resistencia que transmiten la fuerza cortante que hay en ella.

c) $b_p t_p (d - t_p) F_{yp} < 0.7 M_p$. ^{Los patines de la viga se sueldan a tope y el} El alma se suelda a la columna directamente o por medio de una placa, con una soldadura que tenga una resistencia de diseño no menor que el 20 por ciento de la resistencia nominal a la flexión del alma. La fuerza cortante en la viga se transmite con soldadura adicional o con pernos de alta resistencia que trabajen por fricción.

d) La conexión, hecha con soldadura o con tornillos de alta resistencia, tiene características diferentes de las indicadas en a, b o c, pero se ha demostrado, por medios analíticos o experimentales, que posee la resistencia requerida. Cuando la demostración se haga analíticamente, la resistencia de diseño de la conexión será 25 por ciento mayor que la ~~resistencia de diseño~~ resistencia de diseño del elemento conectado, y no se supondrá que las soldaduras y los tornillos contribuyen a transmitir la misma fuerza.

Las condiciones señaladas en a, b y c, que han de cumplirse para que una conexión entre viga y columna desarrolle la resistencia de la primera, están basadas en resultados de laboratorio, obtenidos mediante ensayos estáticos y dinámicos. Cuando la resistencia en flexión de los patines es un porcentaje elevado de la resistencia de la sección completa, los primeros pueden transmitir el momento plástico por sí solos, gracias al endurecimiento por deformación, por lo que la conexión del alma puede diseñarse sólo por fuerza cortante. En cambio, en secciones en las que el alma contribuye significativamente a la resistencia a la flexión debe conectarse para que se transmita, a través de ella, la fuerza cortante completa y el porcentaje del momento plástico que le corresponde, con lo que se evita un endurecimiento por deformación excesivo de los patines. (Comentarios por el temblor de Northridge).

En la Fig. 5.2 se muestran varios tipos de juntas rígidas viga-columna que se han utilizado en la práctica.

Conexiones con vigas en el alma de la columna.

→ Comentario NTC-RDF, págs. 1101 a 1106.

Revisión de la columna. ~~Principios de la conexión de la viga a la columna.~~
~~En resumen:~~ Cuando las vigas están unidas a los patines de la columna, deben revisarse los estados límite siguientes:

- Flexión local del patín de la columna frente al patín en tensión de la viga.
- Flujo plástico local del alma de la columna frente a cualquiera de los patines de la viga.
- Aplastamiento del alma de la columna frente al patín comprimido de la viga.
- Pandeo del alma de la columna por compresión-frente al patín comprimido de la viga.
- Cortante en el alma de la columna.

Comentario NTC, pág. 1075 a 1078.

~~A continuación se indica cómo se revisan los estados límite indicados arriba.~~ Va inmediatamente después del título "Revisión de la columna".

a) **Flexión local del patín.** Si la resistencia requerida del patín de la columna frente al patín en tensión de la viga excede de $F_c R_n$, donde

$$F_c = 0.90$$

$$R_n = 6.25 t_p^2 F_{yp} \quad \text{Ec. 5.1}$$

se colocará un par de atiesadores transversales en el alma de la columna, frente al patín de la viga, que se prolongarán, cuando menos, hasta la mitad del peralte del alma.

Las literales que aparecen en las expresiones anteriores tienen los significados siguientes:

F_{yc} = esfuerzo mínimo especificado de fluencia del patín de la viga

t_p = grueso del patín de la viga

No es necesario revisar la ec.5.1 cuando el ancho del patín de la viga es menor que 0.15 veces el del patín de la columna.

Si el patín en tensión de la viga está unido a la columna a una distancia del extremo de ésta menor que $10 t_p$ (lo que puede suceder en ^{el último piso de los} los tramos superiores de las columnas de edificios), R_n se reduce en 50 por ciento.

Cuando se coloquen atiesadores transversales, se soldarán al patín y al alma de la columna con la soldadura necesaria para transmitir la fuerza que les corresponda.

b) **Flujo plástico local del alma.** Se colocará un par de atiesadores transversales, o una placa de refuerzo adosada al alma de la columna que llegue, cuando menos, hasta la mitad de su peralte, frente a cualquiera de los patines de la viga, siempre que la resistencia requerida del alma en el inicio de la curva de unión con los patines sea mayor que $F_c R_n$, donde $F_c = 1.0$ y R_n se determina como sigue:

- Cuando el patín está unido a la columna a una distancia de su extremo mayor que d ,

$$R_n = (5k + N) F_{yc} t_p \quad \text{Ec. 5.2}$$

- Cuando la distancia es menor o igual que d ,

$$R_n = (2.5k + N)F_y t_c \quad \text{Ec. 5.3}$$

donde

d = peralte total de la columna

F_y = esfuerzo mínimo especificado de fluencia del alma de la columna

N = grueso del patín de la viga

k = distancia de la cara exterior del patín de la columna al punto donde se inicia la curva de unión de alma y patín

t_c = grueso del alma de la columna

Los atiesadores ^{correspondientes} colocados frente al patín en tensión de la viga, se soldarán al patín de la columna para que transmitan la parte de la fuerza de tensión que les corresponda. Los que estén frente al patín comprimido pueden soldarse al patín de la columna o ajustarse contra él, para recibir la fuerza por apoyo directo. Unos y otros deben unirse al alma de la columna con la soldadura necesaria para transmitirle la fuerza que hayan recibido de la viga.

En lugar de colocar atiesadores transversales, el alma de la columna puede reforzarse por medio de placas adosadas a ella.

c. **Aplastamiento del alma.** Cuando la resistencia del alma de la columna frente al patín comprimido de la viga deba ser mayor que $F_c R_n$, donde $F_c = 0.75$ y R_n se determina como se indica más adelante, el alma de la columna se reforzará con un atiesador transversal, un par de atiesadores transversales, o una placa adosada a ella, de altura igual, cuando menos, a la mitad de su peralte.

1) Cuando el patín está unido a la columna a una distancia de su extremo mayor o igual que d/2,

$$R_n = 1140t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_a}{t_p} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{F_y t_p}{t_a}} \quad \text{Ec. 5.4}$$

2) Cuando el patín está unido a la columna a una distancia de su extremo menor que d/2,

Para $N/d \leq 0.2$,

$$R_n = 570t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_a}{t_p} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{F_y t_p}{t_a}} \quad \text{Ec. 5.5}$$

Para $N/d > 0.2$,

$$R_n = 570t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{d} - 0.2 \right) \left(\frac{t_a}{t_p} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{F_y t_p}{t_a}} \quad \text{Ec. 5.6}$$

t_p es el grueso del patín de la columna.

Cuando se necesiten atiesadores, se ajustarán o soldarán al patín y al alma de la columna, para transmitir la fuerza que haya en ellos..

d. **Pandeo del alma de la columna.** Cuando la resistencia del alma de la columna frente al patín comprimido de la viga deba ser mayor que $F_c R_n$, donde $F_c = 0.90$ y R_n se determina como se indica más adelante, el alma de la columna se reforzará con un atiesador transversal, un par de atiesadores transversales, o una placa adosada a ella, de altura igual, cuando menos, a su peralte.

$$R_n = \frac{34390 t_a^3 \sqrt{F_{ya}}}{h} \quad \text{Ec. 5.7}$$

Si la distancia del patín comprimido al extremo de la columna es menor que $d/2$, R_n se reduce en 50 por ciento.

Cuando se necesiten atiesadores, se ajustarán o soldarán al patín y al alma de la columna, para transmitir la fuerza que haya en ellos.

e. **Cortante en el alma de la columna.** ~~(El alma de la viga es paralela a la de la columna).~~

1. Resistencia a cortante. La resistencia a cortante requerida en la junta, V_u , se basará en los momentos flexionantes de los extremos de las vigas, pero no es necesario que exceda de $0.9 \Sigma F_R M_p$ de las vigas que llegan a la columna. La resistencia de diseño de la junta, $F_R V_n$, se determina con la expresión

$$F_R V_n = 0.6 F_y F_R d_c t_p \left[1 + \frac{3 b_{pc} t_{pc}^2}{d_v d_c t_p} \right] \quad \text{Ec. 5.8}$$

donde $F_R = 0.75$ y

t_p = grueso total del alma de la junta, incluyendo placas adosadas a ella

d_c = peralte total de la columna

b_{pc} = ancho del patín de la columna

t_{pc} = grueso del patín de la columna

F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la junta

2. Grueso de la junta. Para reducir a un mínimo la posibilidad de que se presente una falla por pandeo por cortante durante las deformaciones inelásticas de la junta, el grueso del alma de la columna debe satisfacer la condición

$$t_c \geq (d_j + e_j) / 90 \quad \text{Ec. 5.9}$$

donde d_j y e_j son el peralte y el ancho de la junta medidos, respectivamente, entre los atiesadores horizontales y entre los patines de la columna.

En t_c no se incluye el grueso de placas adosadas al alma de la columna, a menos que se unan a ella por medio de soldaduras de tapón que eviten el pandeo local individual de cada placa.

Placas adosadas al alma. Cuando se empleen placas adosadas ~~al alma~~ para aumentar la resistencia de diseño de la junta, o para reducir su relación peralte / grueso, se soldarán al alma de la columna, en sus dos bordes horizontales, con soldadura de filete corrida de tamaño no menor que el mínimo especificado, y se unirán a los patines con soldadura de filete o de penetración diseñada para desarrollar la resistencia al corte de la placa

Relación entre los momentos en las vigas y en las columnas. En las uniones viga-columna debe satisfacerse alguna de las relaciones siguientes:

$$\sum Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_t) / \sum Z_v F_{yv} \geq 1.0 \quad \text{Ec. 5.10}$$

$$\sum Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_t) / V_n d_v H / (H - d_v) \geq 1.0 \quad \text{Ec. 5.11.}$$

En las ecuaciones anteriores,

A_t = área total de la sección transversal de la columna.

F_{yv} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado de la viga.

F_{yc} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado de la columna.

H = promedio de las alturas de entrepiso arriba y abajo de la unión.

P_{uc} = fuerza axial de diseño en la columna.

V_n = resistencia nominal de la junta, calculada con la ec. 5.8.

Z_v y Z_c = módulo de sección plástico de una viga y de una columna.

d_v = promedio de los peraltes de las vigas que llegan a la unión.

No es necesario satisfacer los requisitos anteriores cuando:

a. La compresión en las columnas satisface la condición $P_{uc} < 0.3F_{yc}A_t$.

b. Las columnas forman parte de un entrepiso que tiene una relación resistencia al corte de diseño / fuerza cortante de diseño 50 por ciento mayor que la del entrepiso que está encima de él.

c. La columna no forma parte del sistema que ^{soporta} resiste las fuerzas cortantes producidas por sismo, pero sí está incluida entre las que resisten los momentos de volteo.

Al imponer las condiciones dadas por las ecs. 5.10 y 5.11 se busca que las articulaciones plásticas se formen en las vigas, y no en las columnas.

que la segunda se flexione alrededor de su eje de menor momento de inercia. (~~figs 5.8.18 y 5.8.19~~). Los especímenes ensayados han sido del tipo mostrado en la Fig ^{5.3} 5-8-14; en la columna actúa una ~~flexión~~ compresión, aplicada en el extremo superior, que reproduce los efectos de los niveles del edificio situados encima de ella.

El análisis y diseño de estas ^{uniones} ~~conexiones~~ es más difícil que ~~cuando las vigas se apoyan en~~ ~~de las que tienen las vigas unidas~~ a los patines de la columna, por las razones siguientes: ~~eran~~

1. La resistencia máxima de la ^{unión} ~~conexión~~ corresponde, en teoría, a la formación de articulaciones plásticas en la columna o en la viga. Sin embargo, hay otros factores que limitan esa resistencia; por ejemplo, si los patines de la viga son mucho más angostos que el alma de la columna, puede formarse en ésta un mecanismo con líneas de flujo antes de que aparezcan las articulaciones plásticas. Otros factores que pueden impedir que se alcance la resistencia máxima predicha por la teoría plástica simple son el pandeo local de los patines o el alma de la columna y la fractura de material del conjunto. La posible formación de un mecanismo con líneas de flujo ^{en el alma de la columna} o el pandeo local pueden obligar a rigidizar la columna.

2. El montaje en campo puede ser difícil, aunque la ^{unión} ~~conexión~~ se haya diseñado y detallado adecuadamente, a causa de las restricciones de espacio que crean los patines de la columna.

~~El objetivo de los estudios reportados en las refs 5.8.18 y~~
~~5.8.19 es examinar las conexiones~~ ^{se han estudiado las uniones} por alma desde los puntos de
vista de resistencia, rigidez y ductilidad, así como ~~considerar~~
los efectos que producen los atiesadores, cuando son necesarios
para alcanzar la resistencia o rigidez deseadas, ^{con la} ~~su~~ mira final
es formular recomendaciones para diseño.

El comportamiento de las ^{uniones} ~~conexiones~~ es adecuado, en general,
cuando se emplean atiesadores que evitan que el alma de la
columna se deforme (Fig ^{5.3,} ~~5.8.14~~, b y c), pero puede no serlo si
el ancho del patín de la viga es menor que el peralte del alma
de la columna y la unión se hace en forma directa, sin atiesa-
dores (Fig ^{5.3.d} ~~5.8.14d~~), ya que puede formarse un mecanismo de falla
~~con líneas de flujo~~ en el alma de la columna, antes de que
aparezca un/articulación plástica en la viga. Además, aunque no
se forme ese mecanismo, lo que depende del ancho del patín y del
peralte de la viga, así como del peralte y grueso del alma de la
columna, es posible que no se alcance la carga máxima predicha
por la teoría plástica ~~simple~~ porque la unión mencionada oca-
siona elevadas concentraciones de esfuerzos y pérdida de ducti-
lidad, que pueden producir la fractura del material.

La mayor parte de las ^{uniones que se han ensayado} ~~conexiones ensayadas~~ falló por fractura
cuando la carga alcanzó el valor predicho por la teoría plástica
simple, o estaba cerca de él, sin que se presentasen deforma-
ciones plásticas significativas. Las grietas que ocasionaron la
falla se iniciaron en la unión del patín en tensión de la viga y

el alma de la columna en las conexiones como la mostrada en la Fig ^{5.3d,} ~~5.8.14a~~, y en el punto en que se unen la placa de conexión y el patín de la columna en las del tipo de la Fig ^{5.3b;} ~~5.8.14b~~; estas últimas grietas se debieron, probablemente, al estado triaxial de esfuerzos que se crea en el punto mencionado. ~~Ver~~ ~~Fig. 5.3d.~~

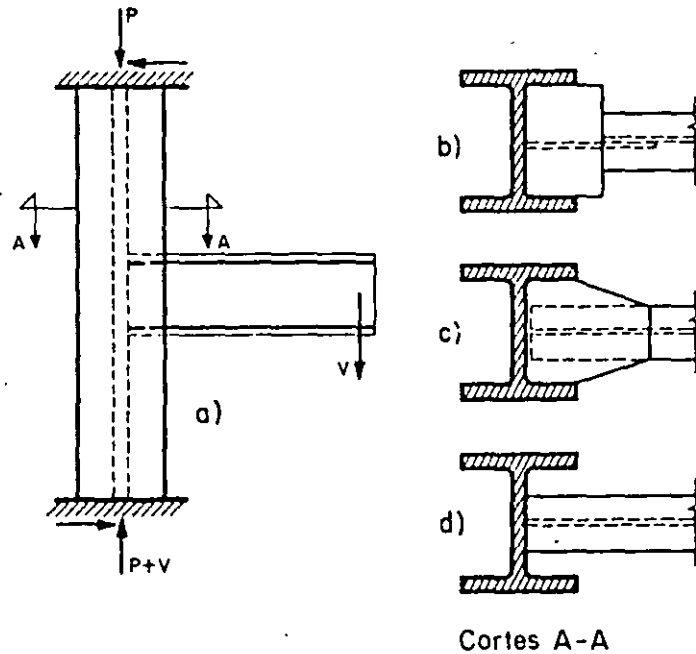


Fig 5.8.14 Viga conectada al alma de la columna

Las ~~uniones~~ ^{uniones} que no tienen capacidad de rotación bajo carga máxima no son satisfactorias, puesto que impiden la redistribución de momentos que es necesaria tanto en diseño plástico como en estructuras construidas en zonas de alta sismicidad.

~~En la ref 5.8.20 se sugieren~~ ^{Se han sugerido} medidas para mejorar el comportamiento de las ~~conexiones~~ ^{uniones}, sobre todo desde el punto de vista de su capacidad de rotación (Fig ^{5.4} ~~5.8.15~~):

1. Empleo de placas para transmitir el momento de grueso mayor que el del patín de la viga (Fig ^{5.4a}~~5-8-15a~~), con lo que se reducen las concentraciones de esfuerzos en las zonas de las placas adyacentes a los extremos de los patines de la columna.
2. Empleo de atiesadores en la columna del lado opuesto al que recibe la viga (Fig ^{5.4b}~~5-8-15b~~). Algunos análisis realizados con elemento finito han indicado que las concentraciones de esfuerzos en las zonas indicadas en el punto 1 se reducen cuando menos en un tercio al colocar esos atiesadores.
3. Alargamiento de las placas de conexión para separar las soldaduras entre ellas y el patín de la viga y los de la columna, evitando la intersección de soldaduras y los elevados esfuerzos residuales asociados con ella (Fig ^{5.4c}~~5-8-15c~~).
4. Uso de placas de ancho variable para reducir la concentración de esfuerzos en la sección crítica (Fig ^{5.4d}~~5-8-15d~~).
5. Reducción de la ^{sección transversal de la} placa de conexión entre su unión con los patines de la viga y los de la columna, a cierta distancia de ambas uniones (Fig ^{5.4e}~~5-8-15e~~).

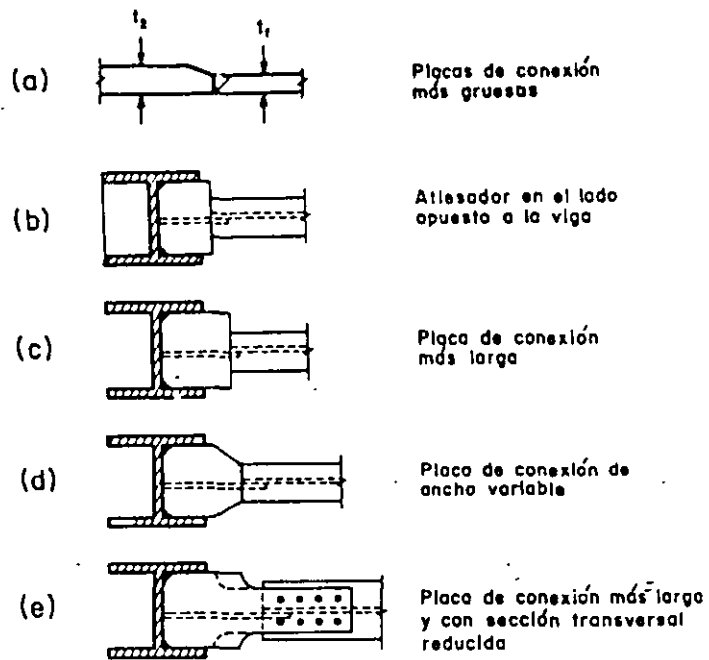


Fig 5.8.15 Medidas para mejorar el comportamiento de juntas con vigas unidas al alma de la columna.

C5.8.3.4 Conexiones viga-columna cargadas estáticamente.

Resumen de resultados. Los resultados que se resumen aquí corresponden a juntas en las que la columna recibe vigas en uno o en los dos patines y en una o en las dos caras del alma.

Columnas no atiesadas. No se necesitan atiesadores frente a los patines comprimidos de las vigas si

$$t_c \geq \frac{C_1 A_p}{t_v + 5k_c} \quad \text{C5.8.4}$$

y, simultáneamente,

$$t_c \geq \frac{h_c \sqrt{F_{yc}}}{1510} \quad \text{C5.8.5}$$

o la fuerza aplicada por el patín de la viga no excede de

rotación tipo, más grande que la necesaria en la mayoría de los casos; todas las juntas ensayadas admiten rotaciones mayores, bajo momento casi constante. Además, como ya se ha mencionado, si se le dá a la junta la resistencia adecuada, las rotaciones necesarias para que se forme el mecanismo de colapso se presentan en los extremos de las vigas, y no en ella.

~~5.8.3.1 Conexiones con carga estática simétrica.~~ En la Fig 5.5

~~5.8.5~~ se muestran esquemáticamente las sollicitaciones existentes en una ^{unión} ~~conexión~~ interior viga-columna con carga vertical simétrica; en la columna no hay flexión, pues los momentos que le transmiten las vigas se equilibran entre sí.

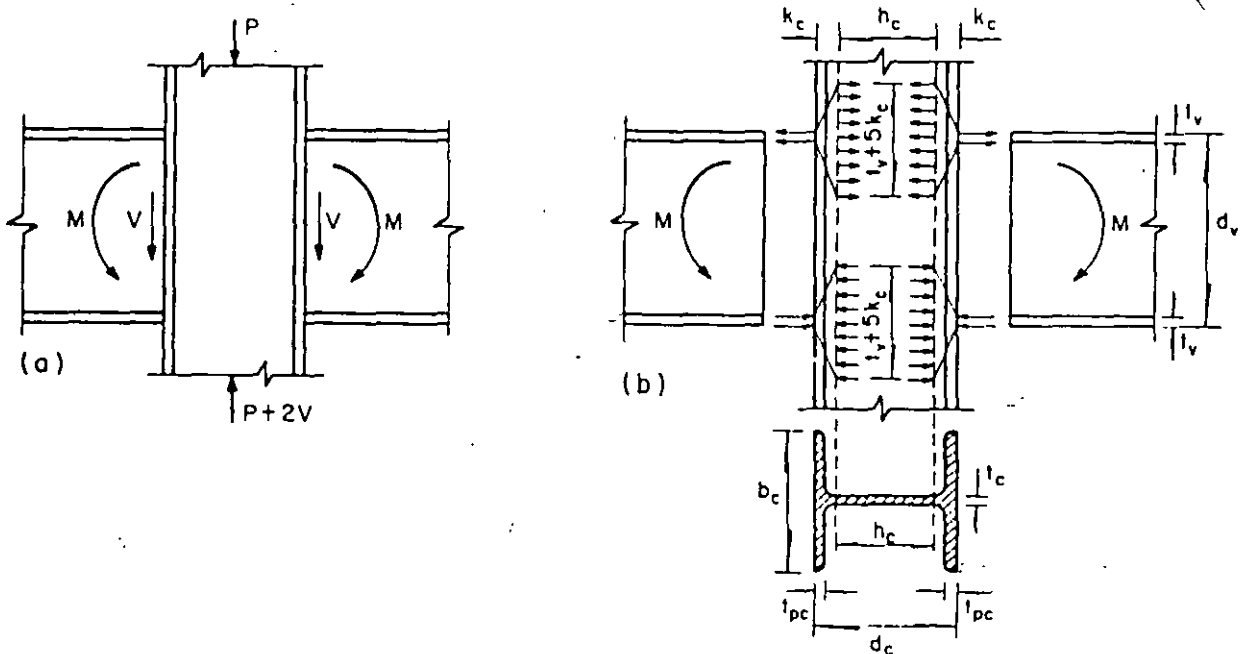


Fig 5.5 Conexión viga-columna con carga vertical simétrica.
Acciones sobre la columna

En la Fig ~~5.8.5b~~^{5.5b} se ha dibujado el diagrama de cuerpo libre de la columna, sustituyendo las vigas por sus efectos; no se incluyen las fuerzas cortantes, que son de importancia secundaria, y los momentos se sustituyen por fuerzas aplicadas por los patines.

En la Fig ~~5.8.6~~^{5.6} se muestran las deformaciones de una columna que no tiene atiesadores, exageradas para mayor claridad.

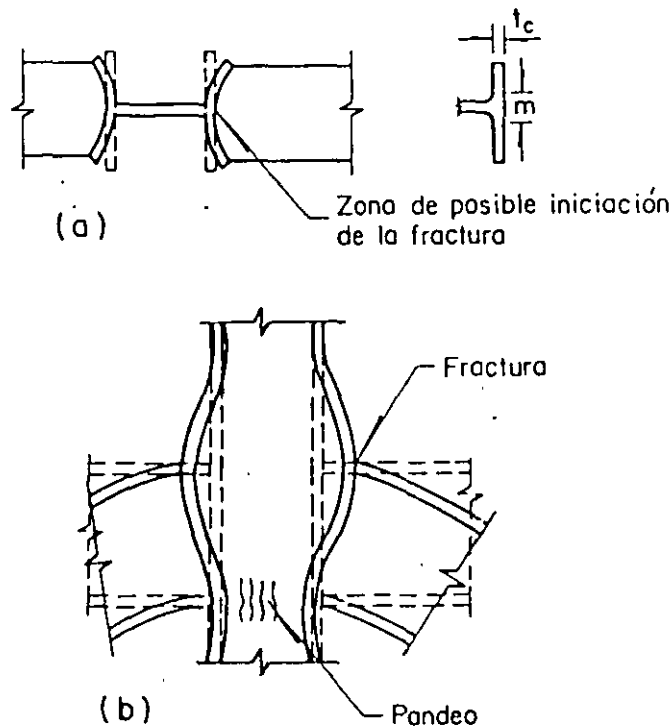


Fig 5.8.6 Deformaciones de una columna sin atiesadores

Debe investigarse el comportamiento del alma de la columna en las zonas frente a los dos patines de las vigas, en tensión y en compresión, y el de los patines de la columna en la zona en tensión. El alma puede ser crítica en cualquiera de las dos zonas, ya que puede fallar por flujo plástico, acompañado o seguido inmediatamente por pandeo en la zona comprimida, o por fractura

en la de tensión; si el alma es delgada, el pandeo de la zona comprimida puede iniciarse antes de que los esfuerzos lleguen al límite de fluencia.

En la zona en tensión pueden ser críticos los patines de la columna, que se flexionan y contribuyen a la fractura de las soldaduras que los unen con los de las vigas; por su poca rigidez, los extremos se flexionan hacia afuera, siguiendo el desplazamiento de la viga, pero la deformación de la zona central está restringida por el alma de la columna, y es probable que ahí se inicie una falla de la soldadura cuando se agote su capacidad de deformación y no pueda seguir, sin fracturarse, los desplazamientos de los extremos (Fig ^{5.6b} ~~5-8-6b~~).

La zona del alma afectada por la fuerzas concentradas que recibe de los patines de las vigas se extiende al penetrar en la columna; si la ampliación de esa zona es insuficiente para reducir a F_{yc} los esfuerzos en la base de la curva de unión de patines y alma (~~e sea~~ a la distancia k_c del paño exterior de la columna, Fig ^{5.7b} ~~5-8-5b~~), la resistencia del alma es insuficiente. Este efecto debe revisarse frente a los dos patines de la viga, en las regiones en compresión y en tensión. Cuando la columna está formada por tres placas soldadas la fuerza de tensión puede hacer que falle la soldadura que une patines y alma; además, la distancia k_c se reduce a la suma del grueso del patín y el tamaño de la soldadura. Por todo esto, muchas veces es necesario aumentar las dimensiones de las soldaduras en la zona de ^{unión.} ~~conexión.~~

Es difícil determinar analíticamente cómo se distribuyen las fuerzas que recibe la columna, por lo que se suele suponer una distribución lineal, basada en investigaciones experimentales; se obtienen buenos resultados con una pendiente de 2.5: 1 desde el punto de contacto hasta la distancia k_C (Fig ~~5.8.5b~~^{5.5 b}), En diseño elástico se utilizaba una pendiente de 1:1, correspondiente a una distribución de esfuerzos según rectas a 45° trazadas a partir del punto de aplicación de la carga. Las dos suposiciones están basadas en resultados experimentales; la discrepancia entre ellas se debe probablemente a que los especímenes se cargan hasta el colapso para obtener resultados aplicables a diseño plástico, mientras que en diseño elástico los estudios se suspenden cuando las sollicitaciones alcanzan intensidades poco mayores que las de trabajo. Sin embargo, para hacer compatibles sus dos especificaciones (refs 5.8.2 y 5.8.3), el AISC recomienda ahora la pendiente 2.5:1 también en sus normas para diseño por esfuerzos permisibles (ref 5.8.3).

~~La suposición anterior~~^{lo que} implica que la fuerza de cada uno de los patines tiene que ser resistida, a la distancia k_C de la cara exterior de la columna, por una porción de alma de longitud $t_v + 5k_C$, donde t_v es el grueso del patín de la viga.

C5.8.3.1.1 Análisis de la zona comprimida de la conexión. La viga se sustituye por una placa de dimensiones iguales a las de uno de sus patines, que aplica una fuerza de compresión en la columna (Fig 5.8.7).

El temblor de Northridge tuvo lugar el 17 de enero de 1994 a las 4.41 a.m., hora local, en el valle de San Fernando, su duración fue de 10 a 15 seg. El epicentro se localizó a 1.6 km; aproximadamente, al suroeste de Northridge, y 32 km al noroeste de Los Angeles. Su magnitud fue de 6.8 en la escala de Richter, y su duración estuvo comprendida entre 10 y 15 seg.

A pesar de su magnitud relativamente pequeña, tuvo una intensidad elevada en zonas con alta densidad de construcción, como lo revela el que se hayan medido aceleraciones máximas del terreno de 1.8 y 1.2 g, en las direcciones horizontal y vertical, respectivamente.

Hasta antes de este temblor se consideraba que los marcos rígidos de acero constitúan el sistema estructural más ^{conveniente} adecuado para resistir acciones sísmicas intensas, pues tomando las medidas adecuadas para evitar fallas por inestabilidad, o de tipo frágil, se obtenían estructuras que respondían dúctilmente hasta el colapso; éste se presentaba al formarse mecanismos, con articulaciones plásticas, principalmente en las vigas, precedidos por la absorción y disipación, por comportamiento inelástico, de grandes cantidades de energía.

Las fallas de tipo frágil pueden presentarse, principalmente, en las conexiones viga-columna. Desde fines de los años 50 se cuenta con métodos, basados en resultados de laboratorio, para diseñar ese tipo de conexiones sometidas a cargas estáticas, y unos diez años después se empezaron a realizar estudios, también básicamente experimentales, para ampliar y completar esos métodos, de manera de obtener procedimientos seguros para el diseño de conexiones viga-columna bajo sollicitaciones sísmicas intensas. Aparentemente el objetivo se había logrado; en normas y especificaciones se proporcionaban métodos para diseñar conexiones cuyo comportamiento, en estructuras reales bajo temblores de tierra reales, había sido, al menos en apariencia, completamente satisfactorio.

Sin embargo, el temblor de Northridge produjo fallas de tipo frágil en varios miles de conexiones, en más de un centenar de edificios de alturas comprendidas entre uno y veintitantos pisos; aunque no hubo ningún colapso y, por consiguiente, no se perdió ninguna vida por este problema, la magnitud de los daños es tal que, sumando todos los producidos por el temblor, éste va a ser la segunda catástrofe natural más costosa en la historia de los Estados Unidos; se calcula que se invertirán varios miles de millones de dólares en reparar estructuras dañadas y en reforzar construcciones potencialmente peligrosas.

El temblor de Northridge ha sacudido la confianza que se tenía en el marco rígido como sistema estructural preferente en zonas sísmicas. Una vez más se ha demostrado que en ingeniería sísmica no se justifica la confianza ciega, sobre todo si se deposita en una conexión ~~secundaria~~ en la que la transmisión de la fuerza se efectúa a través de una sola soldadura de penetración completa, cuya supervivencia depende de gran número de parámetros, muchos de ellos relacionados con la calidad de la mano de obra. Además, el problema aumenta cuando esas conexiones, responsables de la integridad del edificio, se reducen a un mínimo, de manera que la falla de muy pocas pone en peligro a la construcción completa.

En Estados Unidos se opina que el temblor de Northridge ha invalidado las recomendaciones de los códigos y las prácticas que seguía la profesión para diseñar marcos rígidos en zonas sísmicas.

Los cinco problemas que se han mencionado con mayor frecuencia, entre las muchas causas ^{posibles de} ~~que pueden haber ocasionado el~~ pobre comportamiento de las conexiones, han sido:

1. Ejecución incorrecta de las soldaduras.
2. Grietas preexistentes en las soldaduras o en el metal base adyacente.
3. Esfuerzos residuales en las juntas, generados durante la construcción de la estructura, incluyendo la ^{ejecución} ~~colocación~~ de las soldaduras.
4. Falla del patín de la columna, ocasionada por tensiones en la dirección del grueso.
5. Problemas básicos de configuración de las juntas.

El gran número de conexiones falladas, en estructuras fabricadas por muchas empresas diferentes, elimina al primer factor como la causa principal de las fallas.

En el diseño de estructuras para edificios situados en las zonas sísmicas de los Estados Unidos se ha tratado, siempre, de reducir a un mínimo el número de conexiones rígidas entre vigas y columnas, de las que depende la estabilidad de la construcción durante temblores intensos, buscando obtener soluciones económicas, ya que el costo de las juntas representa un porcentaje elevado del valor total de la estructura. Con esa idea, ^{como los} ~~y teniendo en cuenta que los~~ marcos perimetrales son los más eficientes, y ~~que~~ en ellos se pueden emplear, con frecuencia, vigas de mayor peralte que en el resto del edificio, se ha vuelto muy común un sistema estructural en el que las acciones sísmicas son resistidas exclusivamente por los marcos de la periferia, que son los únicos que se diseñan y construyen como rígidos; todas las vigas restantes, incluyendo las normales a los marcos perimetrales, se conectan a las columnas con uniones flexibles.

El número de conexiones rígidas se reduce, ~~efectivamente~~, pero al concentrar en pocos marcos (muchas veces, en dos en cada dirección) la resistencia ^{total} a fuerzas horizontales, aumentan significativamente las dimensiones de las vigas y columnas que los componen lo que, a su vez, lleva a que crezca el grueso de las placas que han de unirse entre sí: esto hace que todos los problemas mencionados arriba se vuelvan más críticos.

Las fallas se han debido, seguramente, a una combinación de los factores mencionados, más dos aspectos a los que hasta ahora, al menos en apariencia, se ha prestado poca atención: la naturaleza casi instantánea de las fuerzas ocasionadas por los sismos, y los complejos estados de esfuerzos tridimensionales existentes en las conexiones desde la fabricación y montaje de la estructura, agravados por los efectos del temblor.

Es bien sabido que las fallas dúctiles están asociadas con esfuerzos cortantes; una barra en tensión axial, cargada lentamente, a la temperatura ambiente, se rompe después de un alargamiento muy importante, producido por deslizamientos en planos inclinados cuarenta y cinco grados respecto a la línea de acción de la fuerza, porque los esfuerzos cortantes en esos planos, iguales al cincuenta por ciento de los de tensión, ocasionan deslizamientos antes de que

los cristales se separen por efecto de la tensión; esta forma de falla, que se produce sin deformaciones previas significativas, es de tipo frágil.

Es también sabido que los incrementos en la velocidad de aplicación de las cargas, y los descensos de temperatura, ocasionan aumentos de la resistencia al corte, con lo que cambian las relaciones entre sollicitaciones y resistencias a cortante y a tensión; ambos fenómenos hacen que disminuya la ductilidad del acero, y cualquiera de ellos, o la combinación de ^{ambos}, puede ser causa de que un acero dúctil en condiciones normales se vuelva completamente frágil. No parece que las temperaturas bajas hayan influido en el comportamiento de la mayoría de las estructuras dañadas (la temperatura ambiente a la hora del temblor era de 4°C., y varias de las fracturas de columnas se presentaron en estructuras en construcción, en las que el acero no estaba todavía protegido por recubrimientos y acabados), pero sí debe haber jugado un papel importante la velocidad de aplicación de la carga.

Puesto que para las fallas dúctiles se requieren, necesariamente, esfuerzos cortantes, en una región de una estructura que estuviese sometida a un estado triaxial de esfuerzos con los tres esfuerzos principales de tensión y de magnitudes iguales, no podría presentarse nunca una falla de tipo dúctil, pues los esfuerzos cortantes son nulos en todas las direcciones, como se comprueba trazando el círculo de Mohr correspondiente. Es cierto que en una estructura real los esfuerzos principales no son nunca de magnitudes iguales; sin embargo, la ^{contracción irregular} y restringida de la soldadura depositada entre los patines de viga y columna, y del material base adyacente, durante el enfriamiento desde el estado líquido hasta la temperatura ambiente, produce esfuerzos residuales de tensión que, a lo largo del eje de la soldadura, pueden ser mayores que el límite de fluencia del material, y que son también elevados en las dos direcciones ortogonales; su superposición con los esfuerzos ^{ocasionados} ~~producidos~~ por las acciones sísmicas origina estados triaxiales para los que disminuye drásticamente la relación esfuerzo cortante/esfuerzo axial, que tienden a promover fallas de tipo frágil. Lo anterior se agrava por las concentraciones de esfuerzos producidas por discontinuidades en el material (debidas, por ejemplo, a defectos de las soldaduras, o provenientes del proceso de laminado) y por cambios en la dirección en que se transmiten las fuerzas interiores.

La combinación de los efectos ^{mencionados} anteriores puede hacer que sea imposible construir conexiones con los patines de las vigas soldados a tope contra los de las columnas que no fallen de manera frágil bajo ^{las acciones} ~~los efectos~~ casi instantáneos de un temblor; desde luego, quedan invalidadas suposiciones como aquella que permitía, en muchos casos, diseñar la conexión por alma sin tener en cuenta la parte del momento de flexión que le corresponde, bajo la suposición de que el endurecimiento por deformación permitiría a los patines transmitir, por sí solos, el momento plástico completo de la viga; es indudable que ésta se fracturará mucho antes ^{de} ~~de~~ que se presenten las deformaciones correspondientes al endurecimiento.

La afirmación anterior parece verse confirmada por los resultados de una serie de ensayos de laboratorio ^{realizados} ~~que se realizaron~~ en la Universidad de Texas en Austin, con el objeto de evaluar el efecto de soldaduras "mejoradas" en el comportamiento de las conexiones

tradicionales, y determinar diseños alternos: todos los especímenes "tradicionales", contruidos con soldaduras y detalles mejorados (depósitos de soldadura de alta calidad, remoción de las placas de respaldo y de extensión, colocación de una soldadura de filete para reforzar la penetración completa y reducir concentraciones de esfuerzos) fallaron prematuramente, bajo niveles de carga considerablemente menores que los requeridos para que se formasen articulaciones plásticas.

La solución, si se desea seguir utilizando conexiones soldadas, parece estar en reforzarlas para que su resistencia aumente, de manera importante, por encima de la de las vigas, de tal forma que las articulaciones plásticas se formen en éstas, sin exigir deformaciones significativas en las conexiones; ésto se ha visto confirmado, al menos parcialmente, por el comportamiento, muy superior, de especímenes de laboratorio en los que, por fuera de los patines de las vigas soldados a tope (es decir, encima del superior y debajo del inferior), se colocaron placas de refuerzo horizontales, soldadas a tope al patín de la columna y con filetes al de la viga, o verticales, en forma de cartabones soldados a los dos patines.

Debe buscarse, además, reducir los esfuerzos residuales; ^{lo que} esto puede lograrse haciendo la conexión sin soldar los patines de las vigas con los de las columnas, sino transmitiendo las fuerzas de unos a otros por medio de placas unidas a las vigas con soldaduras de filete, y a las columnas con penetración completa; haciendo primero esta soldadura los esfuerzos residuales longitudinales disminuyen, pues la placa no está, todavía, restringida en esa dirección; además, las placas pueden sobrediseñarse para alejar la articulación plástica de la conexión. La placa inferior se soldará en el taller, con lo que se evitará la difícil soldadura en la zona central del patín.

Conviene promover también el uso de técnicas que reduzcan los esfuerzos residuales, como pueden ser secuencias adecuadas de colocación de los cordones y martilleo ("peening") de éstos.

Por último, parece que convendrá aumentar el número de marcos rígidos que resisten el sismo en cada dirección para que el grueso de las placas por unir sea menor y, además, disminuya la importancia de cada unión individual en la resistencia de la estructura completa. Este último punto es de poca importancia en México, pues en nuestros diseños solemos utilizar todos los marcos, o al menos la mayoría de ellos, para resistir las acciones sísmicas.

Apasentamente, las fracturas fueron el resultado inevitable del descuido de algunos aspectos básicos de ciencia de materiales, debido a experiencia limitada en estos eventos.

En el futuro creemos conveniente, seguramente, el uso de conexiones soldadas multipasadas y el empleo de tornillos de alta resistencia en las uniones viga-columna, y se recurrirá, entre otras cosas, a soluciones más complejas, pero prometedoras, como ~~sea~~ el aislamiento de la base de las edificaciones, para limitar la energía que reciben durante un evento sísmico, y el empleo de amortiguadores, para disipar esa energía sin que la estructura sufra deformaciones inelásticas.

CONEXIONES, DE DIAGONALES DE CONTRAVENTEEO.

Fuerzas. La resistencia de diseño de las conexiones de los miembros de contraventeo (incluyendo uniones viga-columna, si forman parte del sistema) no será menor que la más pequeña de las siguientes:

1. La resistencia de diseño en tensión axial del miembro.
2. La fuerza en el miembro obtenida de un análisis con las combinaciones de carga especificadas en el reglamento.
3. La fuerza máxima, indicada por un análisis, que puede transmitir la estructura al contraventeo.

Con las condiciones anteriores se busca evitar que sean críticas las fallas por pandeo fuera del plano o por fractura de la placa de conexión. El tercer criterio pretende cubrir la posibilidad de que la fuerza cortante esté limitada por el momento de volteo que puede ser desarrollado por el sistema estructural.

Area neta. En juntas atornilladas se cumplirá la relación

$$\frac{A_e}{A_t} \geq \frac{1.2\alpha P_U^*}{F_R P_n}$$

donde:

- A_e = área neta efectiva de la sección transversal del elemento de contraventeo.
- A_t = área total de la sección transversal.
- P_U^* = resistencia ^{requerida} del contraventeo. ~~requerida~~
- P_n = resistencia nominal en tensión.
- F_R = factor de resistencia = 0.75.
- α = fracción de la fuerza en el miembro que es transferida a través de una sección neta particular.

Placas de unión.

1. Cuando el plano crítico de pandeo del contraventeo sea el del marco, la placa y las demás partes de la conexión tendrán una resistencia de diseño igual o mayor que la resistencia nominal a la flexión, en ese plano, del contraventeo.

2. Cuando el pandeo se presenta fuera del plano indicado arriba, debe proporcionarse una longitud libre de cubreplaca suficiente para que se forme una articulación plástica; para ello, el contraventeo debe terminar a una distancia no menor que el doble del grueso de la cubreplaca, medida a partir de la línea teórica en la que la flexión está restringida por la unión con la viga o la columna. La placa tendrá la resistencia en compresión necesaria para resistir, sin pandearse, la fuerza que le transmite el contraventeo. (Fig. 5.7).

DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE ACERO.

1. **FILOSOFÍA DEL DISEÑO SÍSMICO.** El objetivo principal de todos los reglamentos modernos para diseño sísmico es proteger la seguridad del público durante los temblores de intensidad máxima que es probable que se presenten en el sitio durante la vida útil de la construcción; se pretende obtener una seguridad adecuada contra fallas mayores y contra la pérdida de vidas, y tienen carácter secundario la limitación de daños, que la edificación se mantenga funcionando, o que sea fácil de reparar después de un evento sísmico.

Las estructuras diseñadas y construidas correctamente deben, en general, satisfacer tres requisitos:

1. Resistir temblores frecuentes, de poca intensidad, sin daños de ningún tipo.
2. Resistir temblores de intensidad media, que es probable que se presenten dos o tres veces durante la vida útil de la edificación, sin daños estructurales, pero con posible deterioro de elementos no estructurales e instalaciones.
3. Resistir movimientos de tierra mayores, de intensidad igual al terremoto máximo experimentado o predicho para el sitio, sin colapso, pero con posibles daños no estructurales y estructurales.

El nivel de daños depende de múltiples factores, como son la configuración de la construcción, las características del sistema estructural, los materiales empleados y el cuidado con el que se haya hecho la construcción.

Es razonable esperar que una estructura bien planeada y construida no sufrirá un colapso durante un temblor de gran intensidad, aunque los daños del sistema estructural primario pueden ser insignificantes o de gran importancia, reparables o no. Las vidas de los ocupantes están razonablemente protegidas, pero no con una seguridad absoluta.

Las consideraciones anteriores deben hacerse del conocimiento de las autoridades que adopten el reglamento y de los propietarios de los edificios; unas u otros pueden optar por una seguridad mayor, con el aumento consiguiente de costos, y sabiendo que aún así no podrá garantizarse la seguridad de manera absoluta.

La filosofía aceptada hace difícil especificar las fuerzas de diseño, ya que no sólo dependen de las características dinámicas del edificio, como periodo natural y grado de amortiguamiento, sino también de la capacidad de la estructura para admitir deformaciones inelásticas importantes sin pérdida significativa de resistencia, pues la experiencia ha demostrado que no es económicamente factible, en general, diseñar los edificios para que respondan elásticamente durante temblores de gran intensidad.

Los objetivos mencionados se alcanzan especificando fuerzas para el dimensionamiento de los miembros de magnitud compatible con la sismicidad de la zona, y proporcionando normas para diseñar, detallar y construir la estructura que aseguren que podrá desarrollar la ductilidad requerida.

El empleo de fuerzas de diseño mucho menores que las que se tendrían si la respuesta fuese elástica hasta el colapso se justifica por la suposición de que durante un temblor intenso la estructura experimentará varios ciclos de deformación inelástica, de manera que el nivel de carga depende del sistema estructural y de su capacidad para soportar esas deformaciones y disipar energía por comportamiento inelástico, sin pérdida significativa de resistencia bajo carga vertical.

Los códigos tienen en cuenta la influencia del material y del sistema estructural por medio del **factor de comportamiento sísmico**, que es un número, igual o mayor que uno, entre el que se dividen las fuerzas correspondientes a una respuesta elástica ilimitada para obtener las de diseño. Su valor, elevado en sistemas estructurales dúctiles y reducido en los frágiles, se ha fijado, hasta ahora, por consenso entre ingenieros e investigadores destacados en el campo de la ingeniería sísmica, quienes se apoyan en estudios analíticos y experimentales y, sobre todo, en el comportamiento, satisfactorio o no, que han tenido las estructuras de diversos tipos ante temblores de tierra reales. El factor de comportamiento sísmico se designa con la letra **Q** en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (ref. 1).

Para que la ductilidad de un sistema sea adecuada, todos los miembros críticos, y sus conexiones, deben desarrollar la ductilidad local requerida durante el proceso de deformación inelástica; a menos que haya sido optimizado, la falla de un sistema estructural dúctil bien diseñado se presenta después de la formación y rotación de un buen número de articulaciones plásticas, acompañadas por la disipación de grandes cantidades de energía. Influye también en este comportamiento la sobrerresistencia del sistema.

El acero es un material dúctil por naturaleza que tiene, además, un comportamiento muy estable bajo inversiones de carga, trabaja igual en tensión que en compresión y tiene una relación resistencia/peso muy favorable; es, por todo ello, muy adecuado para construcciones sismorresistentes. Sin embargo, la ductilidad del material no garantiza la de la estructura, que puede perderse por prácticas inadecuadas de diseño o construcción; las recomendaciones para diseño de estructuras de acero en zonas sísmicas están encaminadas, principalmente, a conservar en la estructura la ductilidad propia del material.

La ductilidad de un miembro estructural está relacionada con el tipo de deformación que experimenta bajo carga. Los elementos que trabajan en flexión o en tensión pueden desarrollar ductilidades mucho mayores que los sometidos a compresión, de manera que los marcos rígidos, que usan la resistencia a la flexión para soportar las cargas laterales, y en los que puede haber plastificación completa de miembros y conexiones, tienen una gran capacidad de disipación de energía, y son muy apropiados para construcciones en zonas sísmicas; sin embargo, son sistemas flexibles, antieconómicos en edificaciones de cierta altura. La rigidez de los miembros en tensión o compresión es mucho mayor, por lo que se emplean en marcos contraventeados, pero su uso implica reducciones importantes de ductilidad. En el diseño en zonas sísmicas se busca, entre otras

cosas, encontrar sistemas estructurales de rigidez lateral adecuada que tengan, al mismo tiempo, ductilidad suficiente.

La pérdida de ductilidad de las estructuras de acero suele estar asociada con algún tipo de inestabilidad, pandeo, local, de miembro o de conjunto, o con alguna forma de fractura frágil, casi siempre en las conexiones; deben evitarse fallas prematuras de estos tipos, que harían que la estructura no pudiese desarrollar la ductilidad asociada con el valor escogido de las fuerzas sísmicas de diseño.

Las estructuras no fallan aunque los esfuerzos producidos por las solicitaciones sísmicas alcancen el límite de fluencia; son seguras mientras las deformaciones plásticas y, por ende, las demandas de ductilidad, permanecen dentro de límites aceptables.

En los posibles fenómenos de inestabilidad deben incluirse el pandeo local de los elementos planos que forman los perfiles estructurales, el pandeo por flexión de columnas largas y contravientos, el pandeo lateral por flexotorsión de vigas, ^{le inestabilidad de} y elementos flexocomprimidos, y el efecto P- Δ en marcos esbeltos con carga vertical importante. Las fracturas frágiles pueden deberse a fallas en tensión en las áreas netas de conexiones atornilladas o remachadas, fractura de soldaduras en zonas de concentración de esfuerzos, desgarramiento laminar en placas que no admiten las deformaciones a través del grueso ocasionadas por contracciones del metal de soldadura, fractura de placas debida a deformaciones grandes, producidas por pandeo local o por flexión, y fatiga con pocos ciclos de carga y deformaciones inelásticas importantes. Si el diseñador controla todos estos problemas, la estructura resultante tendrá ductilidad y capacidad de disipación de energía suficientes.

Estructuras dúctiles. Las acciones internas que generan los sismos en las estructuras son, en la mayoría de los casos, mucho menores que las que corresponderían a una respuesta elástica hasta el colapso; en cambio, los desplazamientos laterales de entrepiso sí son del orden de los predichos por la teoría elástica. Este comportamiento se debe, en parte, a la plastificación, en regiones localizadas, que precede al colapso.

Otro factor que contribuye, de manera muy importante, a que la resistencia real sea mayor que la evaluada con la teoría elástica, es la **sobrerresistencia** del sistema; si no se presenta una falla frágil, las estructuras tienen reservas de resistencia, ante cargas laterales, que no se consideran explícitamente; son consecuencia del uso de factores reductivos en el cálculo de las resistencias de diseño, de que las resistencias reales de los materiales son, en promedio, mayores que las nominales, las fórmulas de diseño son conscientemente conservadoras, los perfiles comerciales tienen resistencias mayores, sistemáticamente, que las necesarias teóricamente, y, además, al modelar las estructuras no se consideran elementos y efectos que contribuyen a su resistencia, como losas, firmes, cancelas y muros divisorios, escaleras y efectos tridimensionales.

La sobrerresistencia ha sido, probablemente, uno de los factores que más ha contribuido a la supervivencia de edificios ante sismos de gran intensidad.

Las normas de diseño sísmico la tienen en cuenta de manera implícita, pero no se pide que se ^{cuantifique} su importancia, lo que lleva a diseños con niveles de seguridad contra el colapso que no son uniformes, y que pueden ser peligrosamente bajos, e incluso inaceptables, en estructuras de hiperestaticidad muy pequeña o que hayan sido dimensionadas con métodos de diseño óptimo.

La respuesta global de una estructura se muestra esquemáticamente en la Fig 1.1. Las ordenadas son fuerzas cortantes en la base de la estructura, o en alguno de sus entrepisos, y las abscisas desplazamientos horizontales totales del nivel superior o desplazamientos relativos de los niveles que limitan el entrepiso considerado.

Como se ve en la figura, el factor de reducción 'Q' es igual al producto de los factores de ductilidad, μ , y de sobrerresistencia, Ω .

Uno de los problemas asociados con el diseño "elástico" es que, como no se conoce la resistencia real de las estructuras, no puede calcularse su sobrerresistencia; si es mucho menor que la implícita en los códigos, es probable que el comportamiento, bajo sismos intensos, no sea satisfactorio. La definición precisa de ductilidad estructural, y su evaluación, en edificios de varios pisos, constituye otro obstáculo que no se ha salvado todavía.

Tampoco se sabe mucho respecto a los daños que se acumulan en las estructuras durante temblores de tierra sucesivos, o durante un solo terremoto de larga duración. Si el sistema estructural es dúctil, puede experimentar deformaciones importantes, bajo carga aproximadamente constante, sin sufrir daños excesivos o pérdida de resistencia que afecten significativamente su respuesta ante aplicaciones de carga posteriores.

Puede obtenerse una seguridad adecuada contra el colapso dando a la estructura una resistencia suficiente para que su respuesta sea básicamente elástica, haciéndola muy dúctil, o combinando de manera económica las dos propiedades: éste es el camino que se sigue en los reglamentos modernos de diseño sísmico.

Como las vigas pueden, en general, desarrollar ductilidades locales mayores que las columnas, la mayoría de las estructuras de edificios construidos en zonas de sismicidad elevada se diseñan con el criterio de *columnas resistentes - vigas débiles*; para ello se adoptan factores de ~~carga~~ resistencia diferentes para las distintas formas de falla, para propiciar que la mayoría de las articulaciones plásticas se forme en los extremos de las vigas.

Para obtener un comportamiento dúctil se identifican los modos de falla posibles, se determinan los que se caracterizan por una respuesta dúctil, y se escoje un conjunto de factores de seguridad que reduzca a un valor suficientemente bajo la probabilidad de que se alcance primero algún estado límite asociado con una forma de falla frágil.

Las pequeñas regiones de las que depende la ductilidad global de la estructura se diseñan y detallan de manera muy cuidadosa, para obtener las ductilidades locales necesarias.

Las recomendaciones del Capítulo 11 de la ref.1 están encaminadas a obtener estructuras cuya respuesta ante sismos sea dúctil, y que no sufran deterioro significativo aunque el temblor sea

de larga duración, de manera que los daños localizados que experimenten puedan repararse después del evento; al mismo tiempo, se procura que tengan una sobrerresistencia del orden de la supuesta implícitamente al escoger las solicitudes de diseño. Se buscan márgenes de seguridad más elevados contra las fallas frágiles que contra las dúctiles, y el diseño se hace de manera que las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo eventual de colapso se formen, predominantemente, en las vigas. Se reconocen aquí las bases del diseño por capacidad.

Las consideraciones anteriores llevaron al desarrollo, en Nueva Zelanda, de un enfoque determinístico sencillo para el diseño sísmico, el **diseño por capacidad**. En él, los resultados de un análisis elástico tradicional, efectuado con cargas estáticas laterales especificadas, se utilizan para establecer una jerarquía aceptable en la formación de mecanismos disipadores de energía. La jerarquía debe ser formulada por el diseñador en un esfuerzo para "*decirle*" a la estructura "*qué hacer*" en el caso de un evento sísmico extremo. Una vez hecha la elección, a cada miembro se le da la resistencia necesaria para asegurar que, cuando se requiera, sólo se formarán los mecanismos escogidos. La simplicidad del método proviene de que el diseñador ordena a la estructura "*qué es lo que debe hacer*", en vez de preguntarle, por medio de un análisis, "*qué puede hacer*". El objetivo que se busca es, ~~para~~ asegurar un comportamiento elastoplástico deseable y predecible durante temblores de tierra extremos, de características desconocidas.

En el diseño por capacidad de estructuras resistentes a temblores se escogen los elementos resistentes primarios, los que se diseñan y detallan adecuadamente para que puedan disipar energía durante deformaciones inelásticas severas. A los elementos estructurales restantes se les proporciona la resistencia suficiente para que se conserven los medios de disipación de energía elegidos.

Para asegurar una respuesta inelástica satisfactoria durante un evento sísmico extremo, el diseñador debe depender de mecanismos disipadores de energía confiables, que formen parte de la estructura, que proporcionarán el amortiguamiento hysterético necesario. Por consiguiente, una parte importante del esfuerzo de diseño debe destinarse a detallar adecuadamente las regiones de las articulaciones plásticas potenciales, en las que la demanda de ductilidad será máxima.

Desde el punto de vista del diseño para que la estructura sobreviva el temblor más intenso, debe quitarse énfasis a la precisión de los análisis elásticos, en vista de las burdas aproximaciones inevitables en las reglas contenidas en los códigos para análisis estático y de las incertidumbres asociadas con la respuesta dinámica inelástica de estructuras sometidas a temblores cuyas características son, todavía, imposibles de predecir. Las cargas laterales estáticas especificadas, y las técnicas de análisis elástico modal, deben considerarse, principalmente, como medios para obtener una distribución razonable de las resistencias potenciales de la estructura. Como las que se obtienen al aplicar los requisitos de los códigos son considerablemente menores que las que se requerirían si los edificios respondiesen elásticamente ante el temblor de diseño, cualquier técnica razonable de análisis elástico es adecuada.

Comportamiento de estructuras de acero. Buena parte de los estudios sobre el comportamiento de estructuras de acero bajo solicitaciones sísmicas se ha encaminado a comprobar si las reglas para diseño por carga estática siguen siendo aplicables cuando la carga es dinámica y, de no serlo, a determinar las modificaciones necesarias para asegurar una respuesta adecuada.

En general, se escoge de antemano el mecanismo de colapso más conveniente, desde los puntos de vista de resistencia, rigidez y capacidad de disipación de energía, se dimensionan muy cuidadosamente las zonas en que se concentrarán las deformaciones inelásticas, para evitar fallas no dúctiles prematuras, y se diseña el resto de la estructura para que responda elásticamente hasta el colapso potencial.

La ductilidad final de una estructura de acero depende de múltiples factores, que pueden agruparse en aspectos relativos al material y a la geometría de las secciones de los elementos estructurales, propiedades de los miembros (vigas, columnas, contraventeos) y de las conexiones, y características de los sistemas estructurales. Todos estos factores se estudian en los apartados siguientes.

2. Material.

Composición química. El acero es una aleación de hierro con cantidades muy pequeñas de carbono; los aceros estructurales contienen, además, otros elementos en cantidades variables, principalmente manganeso, fósforo, azufre y silicio que son impurezas que no pueden eliminarse, o cuya supresión sería demasiado costosa, o que se añaden intencionalmente, en diferentes combinaciones y cantidades, para obtener características y propiedades específicas en los productos terminados.

El hierro es dúctil, pero blando y de baja resistencia; el carbono se añade para endurecerlo y aumentar su resistencia mecánica; cuando crece el contenido de carbono suben la dureza, la resistencia a la ruptura en tensión y el esfuerzo de fluencia, pero disminuyen ductilidad, tenacidad y soldabilidad, por lo que en los aceros estructurales se limita ese contenido; en general, el máximo permitido es 0.30% o menos, dependiendo de los otros elementos de aleación y de la soldabilidad y tenacidad deseadas. Cada aumento de 0.01% de carbono eleva el esfuerzo de fluencia en unos 35 kg/cm².

El manganeso aumenta la dureza y la resistencia de los aceros, aunque en menor grado que el carbón; además, se combina con el azufre, formando sulfatos de manganeso, con lo que se minimizan los efectos desfavorables del azufre.

Este es casi siempre perjudicial; hace que disminuyan ductilidad, tenacidad y soldabilidad.

El silicio y el aluminio se emplean en la manufactura del acero para eliminar los gases, principalmente oxígeno, que se disuelven en el metal en estado líquido. El aluminio se utiliza también para controlar el tamaño del grano.

Para obtener propiedades deseables en ciertas aplicaciones se alean elementos adicionales; por ejemplo, el cobre aumenta la resistencia a la corrosión atmosférica.

Cambios de temperatura. Si durante el proceso de fabricación el metal fundido se enfría lentamente, se solidifica como una solución de carbono en hierro, que recibe el nombre de austenita; cuando el enfriamiento continúa, a partir de una temperatura comprendida entre los 910 y los 720°C, en aceros con no más del 0.80% de carbono, disminuye la solubilidad del carbono en el hierro, y se forman cristales de hierro casi puro, conocidos como ferrita; la transformación termina por debajo de los 720°C; el acero, a temperatura ambiente, está formado por granos de ferrita en una matriz de perlita, que es un compuesto de ferrita y cementita (carburo de hierro, Fe₃C).

La ferrita es muy dúctil y de baja resistencia a la tensión; las altas resistencias de los aceros al carbón provienen de la perlita o, más específicamente, de la cementita que hay en ella.

Cuando el enfriamiento desde la etapa austenítica es rápido no hay tiempo para que se presenten las transformaciones mencionadas, y se obtienen otras microestructuras, con propiedades mecánicas diferentes; en general, cuanto mayor es la velocidad de enfriamiento, mayor es la dureza y la resistencia del acero a la temperatura ambiente, pero menor es su ductilidad. Los tratamientos térmicos aprovechan esos efectos de las temperaturas para obtener propiedades deseables.

Las velocidades de enfriamiento muy altas producen aceros que, a la temperatura ambiente, están compuesto por cristales de martensita, duros y relativamente frágiles.

Las piezas de acero experimentan cambios de temperatura durante ciertas etapas del proceso de fabricación de las estructuras; por ejemplo, cuando se utiliza calor para enderezar o para dar forma a elementos estructurales; si el proceso no se controla adecuadamente, pueden formarse estructuras cristalinas frágiles en zonas localizadas. Cuando se enfría una soldadura, el metal pasa, en muy poco tiempo, del estado líquido al sólido a la temperatura ambiente, por lo que para evitar la formación de estructuras martensíticas, demasiado frágiles, en el metal de soldadura y en el material base afectado por el ciclo térmico, ha de controlarse con mucho cuidado todo el proceso, sobre todo la velocidad de enfriamiento.

Segregación. En una de las etapas de la producción de perfiles estructurales con los métodos tradicionales, el acero fundido se vacía en moldes en los que se enfría y solidifica, formando lingotes de sección transversal rectangular, con esquinas redondeadas; en una etapa posterior se recortan los extremos de los lingotes, para remover material indeseable, se vuelven a calentar, y se laminan para obtener los productos terminados.

El proceso de enfriamiento y solidificación es causa de que la composición química de los lingotes no sea uniforme; el acero líquido en contacto con las paredes y el fondo del molde, que están relativamente fríos, se solidifica muy rápidamente, sin que cambie su composición química, pero cuando disminuye la velocidad de solidificación, al crecer la distancia a las paredes, se forman cristales de hierro casi puro, que contienen menos carbono, manganeso, fósforo, azufre y otros elementos que el líquido del que provienen, de manera que el material que se solidifica al final,

situado alrededor del eje del lingote en su mitad superior, contiene cantidades más altas de esos elementos. La parte del lingote en la que la segregación es más pronunciada se corta antes de iniciar la laminación.

Los productos de acero hechos con el proceso de colada continua suelen tener una composición más uniforme, pues se elimina el paso intermedio que requiere la formación de los lingotes.

Además de la segregación en los lingotes, la porosidad y las cavidades por contracción son características inherentes del enfriamiento y solidificación. La importancia de esas imperfecciones depende de la composición y temperatura del metal líquido, la práctica de desoxidación, el tamaño del lingote y la cantidad de metal descartado de sus extremos. Cuando hay segregación, aparece en el plano medio de los productos planos, y en forma de hueso en los perfiles H (Fig.2). La redistribución de la segregación, la porosidad y las cavidades por contracción, originada al alargar y dar forma al material durante el proceso de laminación, puede ocasionar variaciones en las propiedades de los productos terminados.

Efectos de la laminación. La laminación es el proceso que se utiliza para dar forma final a los productos de acero. Consiste en hacer pasar el material entre dos rodillos que giran en direcciones opuestas y que están separados una distancia menor que el grueso inicial de la pieza, de manera que la sección transversal se reduce y la longitud y el ancho aumentan. Las inclusiones de escoria y otros materiales deformables se alargan en la dirección del laminado.

Los diferentes efectos del proceso en la dirección de la laminación y en la normal a ella, combinados con cambios químicos y microestructurales en la dirección perpendicular a las superficies del producto terminado (a través del grueso), ocasionan una anisotropía que se manifiesta especialmente en variaciones de la ductilidad y resistencia a la fractura.

La mayor parte de los perfiles laminados H pesados (con patines de grueso igual o mayor que 2" (5cm), aproximadamente), tiene una región de material de baja tenacidad, en la intersección del alma y los patines, producida por la menor velocidad de enfriamiento de esa zona y porque, por restricciones geométricas, se aplican en ella, durante el proceso de laminación, presiones menores que en el resto del perfil. Es también común que el material situado a lo largo del eje de patines y alma esté segregado y compuesto por granos gruesos. Al hacer cortes con soplete, o juntas soldadas, han de tomarse precauciones especiales para reducir a un mínimo la posibilidad de que aparezcan grietas, sobre todo en zonas de concentración de esfuerzos. Se presentan problemas análogos en secciones hechas con placas soldadas, cuando el grueso de alguna de ellas es de 5 cm o más.

Si los perfiles pesados trabajan en tensión (como sucede en cuerdas de armaduras y, en ocasiones, en columnas de edificios bajo sollicitaciones sísmicas intensas), deben revisarse con cuidado las especificaciones del material y los procedimientos de fabricación, antes de hacer cortes o uniones soldadas. Pueden ser preferibles las juntas atornilladas.

Desgarramiento laminar. La ductilidad del acero a través del grueso de las placas suele ser mucho menor que en las direcciones paralelas a su superficie. Este fenómeno influye poco en la mayoría de las aplicaciones, pero se vuelve importante en el diseño y construcción de estructuras con juntas muy restringidas, en las que puede ocasionar grietas por **desgarramiento laminar**, que se inician debajo de la superficie de las placas como un resultado de deformaciones excesivas a través de su grueso, asociadas, casi siempre, con contracciones del metal de soldadura impedidas por la rigidez de la junta

Las grietas, constituidas por una serie de terrazas paralelas a la superficie del metal, pueden permanecer dentro de él, o emerger en los bordes de placas, perfiles o soldaduras.

El fenómeno se manifiesta con mayor frecuencia en construcción soldada pesada, particularmente en juntas entre placas gruesas y perfiles estructurales de grandes dimensiones. Para controlarlo han de escogerse con especial cuidado los detalles de las juntas soldadas, el metal de aportación y los procedimientos para depositarlo. Además; pueden utilizarse aceros producidos por procesos especiales, en los que se controlan el contenido de azufre y las inclusiones, para mejorar la ductilidad a través del grueso.

En la Fig.2.2 aparece, en forma esquemática, una fractura por desgarramiento laminar, y en la Fig.2.3 se muestran varias juntas inadecuadas desde este punto de vista, y se dan sugerencias para mejorarlas.

Esfuerzos residuales. Los esfuerzos residuales están presentes en los elementos estructurales antes de que se les apliquen fuerzas exteriores. Son ocasionadas por deformaciones plásticas no uniformes en regiones vecinas, producidas por procesos térmicos, mecánicos o metalúrgicos.

Los esfuerzos residuales del primer tipo se deben a las deformaciones permanentes que se generan cuando un metal se calienta y enfría en condiciones que restringen los cambios de volumen asociados con las variaciones de temperatura (las expansiones y contracciones libres no producen esfuerzos residuales). En general, aparecen esfuerzos de tensión en las zonas del metal que se enfrían al final. Son típicos los esfuerzos que se generan en los perfiles por el enfriamiento no uniforme que experimentan al pasar de la temperatura de laminación a la ambiente (Fig.2.4).

Las deformaciones permanentes no uniformes asociadas con el alargamiento o acortamiento del metal, producido por medios mecánicos en condiciones restringidas, originan esfuerzos residuales del segundo tipo (por ejemplo, cuando se enderezan o curvan elementos de acero durante la fabricación de una estructura).

Los esfuerzos de origen metalúrgico se generan cuando la microestructura del acero cambia de ferrita-perlita a martensita, transformación que ocasiona un aumento del 3 al 4% en el volumen del material.

La soldadura suele ocasionar esfuerzos residuales tridimensionales muy complejos, debidos al calentamiento y enfriamiento irregulares (es decir, a procesos térmicos o metalúrgicos) y a

restricciones (efectos mecánicos). Los cortes con soplete oxiacetilénico producen esfuerzos residuales semejantes, aunque, en general, en zonas más reducidas. Los esfuerzos residuales producidos por la soldadura suelen ser más elevados que los de laminación (Fig.2.4).

La combinación de varias operaciones de fabricación ocasiona esfuerzos residuales muy complejos, como se ve también en la Fig.2.4.

La importancia de estos esfuerzos en el comportamiento de los elementos estructurales que los contienen depende de cómo se combinan con los producidos por las acciones exteriores y del tipo de sollicitación a que esté sometido el elemento.

Soldabilidad. La soldabilidad es la capacidad de un material para ser unido por medio de soldadura, en condiciones de fabricación adecuadas, para formar una estructura diseñada para desempeñar un servicio determinado, y para tener un comportamiento satisfactorio bajo esas condiciones.

El factor que más afecta la soldabilidad de un metal es su composición química.

Los aceros al carbono están compuestos por hierro, carbono en una cantidad que no excede generalmente del 1.0 por ciento, y cantidades menores de manganeso, fósforo, azufre y silicio. Su soldabilidad depende, principalmente, del contenido de carbono, aunque los otros elementos, residuales o de aleación, influyen en ella de manera secundaria.

La soldabilidad de los aceros al carbono es tanto mejor cuanto más bajo es su contenido de carbono.

En las estructuras modernas se utilizan aceros de resistencia mucho mayor que las de los aceros al carbono; por ejemplo, se puede obtener un límite de fluencia de 3500 kg/cm² y un esfuerzo de ruptura de unos 5000 kg/cm², sin tratamientos térmicos, añadiendo dos o más elementos de aleación, y se logra una soldabilidad adecuada restringiendo el contenido de carbono a un máximo de 0.20 por ciento. En algunos aceros tratados térmicamente, con límite de fluencia de hasta 7000 kg/cm², se obtienen juntas soldadas comparables a las de los aceros al carbono escogiendo adecuadamente el metal de aportación y los procedimientos para hacer las soldaduras.

Se han hecho intentos para relacionar la composición química con la soldabilidad de los aceros, expresando la influencia relativa de los diversos componentes en términos de lo que se ha llamado **carbono equivalente**; una de las fórmulas para calcularlo es

$$CE = \%C + \%Mn/4 + \%Ni/20 + \%Cr/10 + \%Cu/40 - \%Mo/50 - \%V/10$$

El carbono equivalente está relacionado con la velocidad máxima con la que pueden enfriarse la soldadura y el metal base adyacente sin que éste se agriete; cuanto más alto sea, menor será la velocidad de enfriamiento admisible. Si CE, dado por la fórmula anterior, excede de 0.40, es probable que se formen grietas inmediatamente debajo de la soldadura, aunque debe recordarse que también influyen otros factores, entre los que está el precalentamiento.

Alta resistencia

Todos los aceros estructurales son soldables, pero en algunos se requieren electrodos y métodos especiales, que deben emplearse con un control riguroso, con una inspección y un criterio de aceptación muy estrictos.

Clasificación de los aceros. Los aceros estructurales se clasifican en cuatro grupos: al carbono, de alta resistencia y baja aleación, al carbono o de alta resistencia y baja aleación tratados térmicamente, y aleados tratados térmicamente. Los límites de fluencia especificados están entre 2100 y 2800 kg/cm² en el primer grupo, entre 2950 y 5600 kg/cm² en el segundo, y entre 3250 y 7050 y 6350 y 7050 kg/cm² en el tercero y cuarto.

Propiedades mecánicas. Las propiedades mecánicas más importantes para el diseño y la evaluación de las estructuras de acero se obtienen por medio de ensayos de tensión. En la Fig.2.5 se muestran las gráficas esfuerzo-deformación unitaria típicas de diversos aceros estructurales, y en la Fig.2.6 se representan, agrandadas, las porciones iniciales. Las gráficas de probetas ensayadas en compresión son similares, pero después de que se inicia el endurecimiento por deformación la probeta se sigue aplastando, sin romperse. Los esfuerzos de fluencia y el módulo de elasticidad son iguales en compresión que en tensión.

Las propiedades mecánicas que se mencionan en la literatura son, casi siempre, las que se obtienen con probetas orientadas a lo largo de la placa o del perfil. Las propiedades a través del grueso suelen ser diferentes; en particular, la ductilidad se reduce.

La primera parte de las gráficas es una recta inclinada, que describe un comportamiento elástico lineal; su pendiente, el **módulo de elasticidad**, o **módulo de Young**, es prácticamente constante para todos los aceros; está comprendido entre 2000000 y 2100000 kg/cm².

El comportamiento elástico lineal termina en el **límite de proporcionalidad**; en los aceros estructurales este punto se confunde, prácticamente, con el esfuerzo de fluencia.

Sigue después, en muchos aceros, un tramo horizontal, de deformación creciente bajo esfuerzo constante, en el que el acero trabaja como un material plástico; el **esfuerzo de fluencia** constituye una de las propiedades más importantes de los aceros estructurales. Cuando no aparece una zona clara de comportamiento plástico, se define en función de una deformación inelástica especificada.

Más adelante vuelve a requerirse un aumento en la fuerza de tracción para que sigan creciendo las deformaciones; este fenómeno, el **endurecimiento por deformación**, termina cuando se alcanza la **resistencia máxima** del espécimen; después se reducen las dimensiones de la sección transversal crítica, aumentan las deformaciones longitudinales, con carga decreciente, y la probeta se rompe.

La **ductilidad** es un índice de la capacidad del material para admitir deformaciones inelásticas importantes, sin romperse. Debe tener un nivel adecuado para permitir redistribuciones locales de esfuerzos, como las asociadas con cambios bruscos de geometría, y es una de las

propiedades básicas en estructuras que se construirán en zonas sísmicas, cuyo diseño suele estar basado en su capacidad para disipar energía por medio de deformaciones inelásticas.

Se expresa en términos de la elongación total o de la reducción de área del espécimen; la primera se calcula dividiendo el alargamiento total de la probeta, después de la fractura, entre la longitud inicial, y la segunda de manera análoga, pero en términos de las áreas de la sección transversal; en ambos casos la ductilidad se indica como un porcentaje de la longitud o del área inicial. Su valor depende de la geometría del espécimen; así, el porcentaje de elongación disminuye cuando aumenta la longitud de medición.

El cociente, en valor absoluto, de las deformaciones unitarias transversal y longitudinal recibe el nombre de **coeficiente de Poisson**; vale 0.30 en el intervalo elástico y crece cuando las deformaciones aumentan, hasta 0.50 cuando el material está plastificado por completo.

La **tenacidad** refleja la capacidad de absorción de energía de un espécimen liso; es igual al área bajo la curva esfuerzo-deformación unitaria.

La ductilidad de los aceros que se utilizan en zonas sísmicas debe ser elevada; en pruebas de tensión deben exhibir una meseta pronunciada de deformaciones crecientes bajo esfuerzo constante y un alargamiento a la ruptura no menor de 20%, en probetas de 2". Además, deben endurecerse por deformación, y la relación entre la resistencia a la ruptura en tensión y el esfuerzo de fluencia debe estar comprendida entre 1.2 y 1.8; si no se cumplieren estas dos condiciones, las articulaciones plásticas se formarían en tramos de longitud muy pequeña, lo que ocasionaría demandas de ductilidad excesivas durante su formación y rotación. La soldabilidad ha de ser buena. Deben evitarse la fractura frágil y la fatiga de bajo ciclo. Como la falla se presenta, con frecuencia, por agrietamiento en zonas pandeadas localmente, sometidas a severas deformaciones inelásticas producidas por tensiones y compresiones alternadas, deben establecerse relaciones, que no se conocen todavía, entre la composición química y las características metalúrgicas de los aceros, por un lado, y su resistencia al agrietamiento en las condiciones mencionadas, por el otro.

Los aceros estructurales que no satisfacen las condiciones anteriores no deben utilizarse en construcciones en zonas sísmicas. En sus recomendaciones para diseño sísmico de estructuras para edificios, el Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC) indica los materiales que pueden utilizarse y prohíbe el uso de otros, incluyendo los que tengan un esfuerzo de fluencia especificado mayor de 3515 kg/cm², a menos que se demuestre que su comportamiento inelástico es equivalente al de los aceros permitidos

3. GEOMETRIA DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES.

En los perfiles de acero de sección I o H flexionados alrededor del eje de mayor momento de inercia pueden presentarse dos fenómenos de inestabilidad, pandeo lateral y pandeo local, que aparecen siempre, eventualmente, solos o combinados, con independencia de las precauciones que se tomen para evitarlos. (El pandeo lateral puede evitarse proporcionando soporte lateral, continuo a los patines comprimidos de las vigas). Sin embargo, si se conservan las relaciones ancho/grueso de patines y almas por debajo de ciertos límites y se coloca un contraventeo lateral adecuado, se logra que las dos formas de pandeo se retrasen lo suficiente para obtener un comportamiento satisfactorio. Las relaciones ancho/grueso y las distancias entre puntos soportados lateralmente que pueden aceptarse en un problema dado dependen del comportamiento que se espera que tenga la estructura; las restricciones serán máximas en zonas de formación de articulaciones plásticas en construcciones en áreas sísmicas, pues deben ser capaces de admitir rotaciones inelásticas importantes sin pérdida de resistencia por pandeo local o lateral.

Las curvas momento-deflexión de la fig. 3.1 describen el comportamiento de vigas con cargas de magnitud creciente perpendiculares a su eje, alojadas en el plano de simetría de sus secciones transversales.

La respuesta inicial, bajo cargas pequeñas, es elástica lineal, como lo muestra el primer tramo, recto, de las curvas. Si las relaciones ancho/grueso de los elementos planos que componen la viga, y el contraventeo lateral de que está provista, son adecuados para posponer la falla por pandeo local y lateral hasta que se presenten deformaciones plásticas importantes, el comportamiento elástico lineal termina cuando la suma de los esfuerzos normales producidos por las cargas y los residuales existentes en la viga llega, en algún punto, al esfuerzo de fluencia σ_y . (Punto A de la curva con línea continua de la fig. 3.1).

Cuando crece la carga fluye plásticamente una porción cada vez mayor del material, la capacidad de la viga para soportar incrementos adicionales de carga disminuye, y desaparece cuando el momento flexionante iguala al plástico resistente, M_p , en la sección crítica. (Esto sucede cuando la viga es isostática; de

no serlo, su resistencia máxima no se alcanza cuando se forma la primera articulación plástica, sino cuando se convierte en un mecanismo). A partir de ese instante (punto D) la curva es aproximadamente horizontal; la deformación crece sin cambio apreciable en la carga, hasta ser varias veces mayor que la que corresponde a la iniciación del flujo plástico. Por último, después de una deformación considerable, el acero entra en el intervalo de endurecimiento por deformación, y el momento resistente sobrepasa a M_p .

El comportamiento que se acaba de describir (curva llena OADB) es el más deseable desde los puntos de vista de resistencia y capacidad de rotación; corresponde a un caso ideal, que rara vez se presenta en las estructuras.

La situación más común en vigas reales de proporciones adecuadas y con contraventeo lateral suficiente es la representada por la curva OADNC; el momento resistente no se incrementa por endurecimiento por deformación, pero se alcanza el momento plástico del perfil, que se conserva durante deformaciones importantes.

OADE corresponde a una variación rápida del momento flexionante a lo largo del eje (en la vecindad de una carga concentrada o en los extremos de vigas de marcos rígidos, por ejemplo). El endurecimiento por deformación en la zona de momento máximo hace que éste suba por encima de M_p ; después la curva descende, al iniciarse fenómenos de pandeo local y lateral.

Las curvas OAFG, OAHJ y OJK describen comportamientos que terminan con fallas por pandeo lateral o local, o por una combinación de ambos, las dos primeras en el intervalo inelástico y la tercera en el elástico.

La curva OADB representa el mejor comportamiento posible; la OADC es también satisfactoria si el tramo DN, de deformación creciente bajo momento M_p constante, tiene amplitud suficiente para que la ductilidad de la barra sea adecuada para el trabajo correcto de la estructura. Estas curvas carga-deflexión suelen representarse, de manera idealizada, por dos líneas rectas, una inclinada, OL, correspondiente al intervalo elástico, y otra horizontal, LM, de amplitud indeterminada, que describe el comportamiento plástico, caracterizado por deformaciones crecientes bajo momento constante.

Clasificación de las secciones y relaciones ancho/grueso máximas.

Si el pandeo lateral no es crítico, la resistencia de las barras en flexión se agota cuando se pandea localmente alguno de sus elementos planos. El pandeo local del patín comprimido es de primera importancia en vigas, pero también puede pandearse el alma (o las almas, en secciones en cajón), sobre todo en trabes armadas esbeltas, o los patines y almas de columnas comprimidas axialmente o flexocomprimidas.

La resistencia a la flexión de vigas con soporte lateral suficiente para que el pandeo lateral no sea crítico depende de las relaciones ancho/grueso de las placas que las forman; si son demasiado esbeltas, el pandeo local puede impedir que se alcancen los momentos M_p o M_y . (M_p es el momento plástico resistente nominal de un miembro en flexión, con la sección transversal completamente plastificada, y M_y es el que corresponde a la iniciación del flujo plástico, en los puntos de la sección más alejados del eje de flexión).

En la fig. 3.2 se han trazado las curvas momento-deflexión de vigas compuestas por placas de diferentes relaciones ancho/grueso.

La curva característica de las secciones tipo 1 representa el comportamiento más favorable; el momento resistente llega a M_p y lo supera ligeramente, mientras crecen las deflexiones. Eventualmente, después de deflexiones inelásticas importantes, la resistencia empieza a disminuir cuando se inicia el pandeo local del patín comprimido o del alma.

También las secciones tipo 2 pueden desarrollar el momento plástico M_p , pero su capacidad de deformación inelástica bajo momento constante es mucho menor que la de las secciones tipo 1; la disminución de resistencia, ocasionada por pandeo local, se inicia poco después de que el momento alcanza, o supera ligeramente, ese valor. Los requisitos relativos a las relaciones ancho/grueso de los elementos planos son menos estrictos que en las secciones tipo 1, puesto que se exigen deformaciones inelásticas menores.

Las placas que componen las secciones tipo 3, más esbeltas, se pandean localmente cuando el momento es menor que M_p ; sin embargo, permiten que se

alcance el momento M_y . las secciones tipo 3 no tienen capacidad de deformación.

Por último, son secciones tipo 4 las formadas por placas tan esbeltas que se pandean localmente antes de que el momento llegue a M_y ; su resistencia a la flexión se expresa en función de las relaciones ancho/grueso de sus elementos planos.

En las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (Ref. 1) se indican los estados límite de resistencia correspondientes a los cuatro tipos de secciones:

Secciones tipo 1. Desarrollo del momento plástico en vigas y del momento plástico reducido por compresión en barras flexocomprimidas, con capacidad de rotación suficiente para poder ser utilizadas en estructuras diseñadas plásticamente. Reciben el nombre de "secciones para diseño plástico".*

Secciones tipo 2. El estado límite de resistencia es el mismo que el de las tipo 1, pero sin requisitos de capacidad de rotación. Se conocen también como "secciones compactas".*

Secciones tipo 3 (o "secciones no compactas"). Desarrollo del momento correspondiente al inicio del flujo plástico en vigas, o de ese momento, reducido por compresión, en barras flexocomprimidas.

Secciones tipo 4 ("secciones esbeltas"). Pandeo local de alguno de los elementos planos que las componen.

En miembros en compresión axial no existe la distinción basada en capacidad de rotación, pues dada su forma de trabajo esta propiedad no es significativa; por ésto, los límites de almas y patines comprimidos axialmente son los mismos para las secciones 1 a 3.

* Más adelante se demuestra que las secciones tipo 2 tienen capacidad de rotación suficiente para ser utilizadas en estructuras diseñadas plásticamente que se -- construirán en zonas no sísmicas, y que la capacidad de rotación de las secciones tipo 1 las hace adecuadas para vigas de estructuras en las que se requiere un elevado factor de ductilidad, como son los edificios de varios pisos en zonas de alta sismicidad.

Pandeo local de los patines..

El patín comprimido de una viga está en condiciones parecidas a las de una columna en compresión axial. Si se evita su desplazamiento lateral por medio de un contraventeo adecuado, y el alma es suficientemente robusta para impedir el pandeo en el plano vertical (esta condición se cumple casi siempre; son excepciones las trabes armadas de alma muy esbelta), la única forma de pandeo posible es por torsión, acompañada por una rotación del alma.

En la fig. 3.3 se muestran esquemáticamente el patín comprimido, la sección transversal original de la viga, y la configuración deformada que adopta al pandearse.

Cuando el momento alcanza el valor crítico el patín gira alrededor de su unión con el alma, la sección transversal deja de ser simétrica y las deformaciones adicionales ocasionan una rápida reducción de la resistencia a la flexión.

En la fig. 3.4 se ha trazado la curva momento-rotación de una viga de sección I, libremente apoyada, flexionada alrededor de su eje de mayor momento de inercia por una carga aplicada en el centro del claro. El cambio de pendiente en cada apoyo es $\theta/2$, y $\theta_p = M_p L/EI$ es la suma de las rotaciones en los dos extremos que correspondería al instante en que se forma una articulación plástica en la sección media de la viga ($M_c = M_p$) si su comportamiento fuese elástico hasta ese instante (punto A de la curva y fig. 3.5a). Las dos rectas trazadas con línea interrumpida, OA y AB, representan el comportamiento supuesto en la teoría plástica simple.

La línea continua, que muestra el comportamiento real, se separa del idealizado cuando comienza el flujo plástico; sin embargo, el momento resistente sigue creciendo, y eventualmente sobrepasa a M_p , a causa del endurecimiento por deformación de las fibras exteriores.

El pandeo local, que se inicia en la porción plástificada del patín comprimido, ocasiona una caída en la resistencia a la flexión.

El comportamiento que se acaba de describir es típico de vigas con momentos flexionantes que varían con cierta rapidez en la vecindad de la sección crítica.

La "capacidad de rotación" de la viga se define como

$$R = \frac{\theta_U}{\theta_P} - 1 \quad (3.)$$

θ_U es la rotación correspondiente al punto en que la rama descendente de la curva de la fig. 3.4 cruza la recta horizontal $M = M_p$, y θ_P , que ya se ha definido, es la rotación elástica ficticia representada por la abscisa del punto A.

R vale cero cuando el miembro resiste el momento M_p pero no puede conservarlo si las rotaciones crecen por encima de θ_P , pues en ese caso $\theta_U = \theta_P$. Es lo que sucede, teóricamente, en las secciones tipo 2, aunque las vigas reales de este tipo tienen una pequeña capacidad de rotación.

El ángulo que gira la articulación plástica entre los puntos A y B de la fig. 3.4 es $\theta_H = \theta_U - \theta_P$, igual a la suma de rotaciones en los extremos de la viga desde que el momento en el centro del claro alcanza el valor M_p (suponiendo comportamiento elástico hasta entonces) hasta que vuelve a adquirir ese valor, en la rama descendente de la curva (figs. 3.4 y 3.5); los desplazamientos del eje de la viga, en ese intervalo, se deben exclusivamente a las rotaciones los apoyos y en la articulación plástica.

Para que la resistencia de una estructura iguale o exceda la predicha por la teoría plástica simple, la capacidad de rotación de los miembros que la componen, en las secciones en que aparecerán las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso, debe ser igual o mayor que la requerida para la formación de ese mecanismo.

Se tiene abundante información experimental sobre las relaciones, en el intervalo plástico, entre las longitudes no soportadas lateralmente, los cocientes ancho/grueso de patines y alma, y la capacidad de rotación de las vigas, pero no existe ningún método de análisis que incluya esa información de manera satisfactoria. Además, aunque se contase con ese método, su utilidad en problemas rutinarios de diseño sería cuestionable, pues no es práctico determinar en cada caso la capacidad de rotación requerida en cada articulación plástica para alcanzar el nivel deseado de redistribución de momentos. El proceso es difícil, largo y poco confiable; además, a causa del endurecimiento por deformación,

rotaciones plásticas necesarias son significativamente menores que las calculadas suponiendo un comportamiento elastoplástico ideal.

En normas y especificaciones de diseño se ha seguido, en general, un enfoque más realista, que consiste en proporcionar reglas para controlar el pandeo lateral y el local hasta que se desarrollen rotaciones plásticas suficientes en la mayoría de las estructuras ordinarias.

Se han hecho estudios que demuestran que las capacidades de rotación requeridas en estructuras típicas diseñadas plásticamente son pequeñas, menores de dos, y aún cuando las demandas teóricas sean grandes, disminuyen drásticamente para cargas muy poco menores que la máxima.

Las reglas para controlar la inestabilidad local de miembros en flexión incluidas en las especificaciones del AISC (refs. 2 y 3) están basadas en que en la mayoría de las estructuras propias de la ingeniería civil es suficiente contar con capacidades de rotación no menores de tres (lo que equivale a admitir deformaciones unitarias cuatro veces mayores que las correspondientes a la terminación del comportamiento elástico), para que puedan tener lugar las redistribuciones de momentos necesarias para la formación del mecanismo de colapso.

Se ha obtenido una relación experimental entre el cociente $b/2t$, donde b es el ancho y t el grueso del patín, y la capacidad de rotación R , regida por el pandeo local del patín comprimido, de vigas bajo momentos que disminuyen con rapidez a los lados de la sección crítica. (Las condiciones son muy parecidas cuando el momento flexionante es aproximadamente constante en la zona en que se forma la articulación plástica). Para $R = 3$, se tiene

$$\frac{b}{2t} \sqrt{\frac{F_y}{3100} \frac{E}{E_{ed}}} \leq 8.0$$

El valor medio del módulo de endurecimiento por deformación E_{ed} es 42 200 kg/cm², con una desviación estándar de 10 550 Kg/cm²; tomando $E_{ed} = 31650$ Kg/cm², es decir, una desviación estándar debajo del valor medio, debido a la poca confiabilidad de estas cifras, y haciendo $E = 2039000$ Kg/cm², se llega a

$$\frac{b}{2t} \leq \sqrt{\frac{555}{F_y}}$$

que es casi igual a la relación indicada en las especificaciones AISC de 1989 (ref. 2) para que una sección I en flexión sea considerada compacta, desde el punto de vista del cociente de ancho/grueso de sus patines, y en AISC/LRFD 1^o (ref. 3) para que el perfil pueda utilizarse en estructuras diseñadas plásticamente.

En las regiones en las que se formarán, eventualmente, las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso de muchas estructuras construidas en zonas de alta sismicidad, se requieren capacidades de rotación muy superiores a las mencionadas arriba. Se ha sugerido que para que una estructura desarrolle una ductilidad de conjunto de 3 a 5 los factores de ductilidad de entrepiso pueden estar comprendidos entre 3 y 8 ó 10, y los de los miembros individuales estarán, probablemente, en el intervalo de 5 a 15, o aún más. En estos casos es prudente dimensionar los miembros estructurales de manera que, al menos en las zonas de formación de articulaciones plásticas, tengan capacidades de rotación de 9 ó 10.

Utilizando los resultados experimentales mencionados arriba, se encuentra que para que R sea igual a 10 se requiere que el patín comprimido de las secciones I y H satisfaga la condición

$$\frac{b}{2t} \leq \frac{437}{\sqrt{F_y}}$$

Este es el valor especificado en las recomendaciones del AISC para diseño sísmico de edificios con estructura de acero (ref. 4).

Los dos límites que se acaban de determinar coinciden, muy aceptablemente, con los especificados en la Tabla 2.3.1 de la ref. 1 para patines de secciones I, H o T, y de canales, en flexión, de los tipos 1 y 2. Desde el punto de vista de la relación ancho/grueso de los patines, las secciones tipo 2 tienen capacidades de rotación comprendidas entre 2 y 3, y las tipo 1 pueden emplearse en estructuras en las que se necesite un factor de ductilidad elevado, como en los edificios de varios pisos construidos en zonas sísmicas.

Los límites superiores de las secciones tipo 3 se obtienen utilizando la teoría del pandeo elástico de placas, y ajustando las relaciones ancho/grueso

los patines para que no se pandeen localmente antes de alcanzar el esfuerzo de fluencia F_y . Estas secciones no pueden utilizarse en zonas en las que deban formarse articulaciones plásticas, pero sí se emplean en regiones de la estructura que se mantienen en el intervalo elástico durante todo el proceso de carga.

Los límites de las relaciones ancho/grueso de los patines de secciones I, H o T, y de canales, en compresión pura, son los mismos para las secciones tipo 1 a 3; ésto se debe a que en elementos comprimidos axialmente no se requiere capacidad de rotación, por lo que basta dimensionarlos para que se alcance el esfuerzo de fluencia, F_y , sin pandeo local prematuro. En columnas esbeltas, que fallan por pandeo de conjunto bajo esfuerzos menores que F_y , puede incrementarse la relación ancho/grueso de los elementos planos, pues no tiene objeto posponer el pandeo local hasta que el esfuerzo de compresión llegue al límite de fluencia si el miembro completo falla bajo esfuerzos menores.

Otros elementos comprimidos.

Las relaciones ancho/grueso que aparecen en la Tabla 2.3.1 de la ref. 1 para elementos planos comprimidos de otros tipos, se han obtenido siguiendo caminos semejantes a los descritos para patines de secciones H e I, teniendo en cuenta sus condiciones de apoyo en los bordes longitudinales. Como los patines de las secciones en cajón están apoyados en los dos bordes longitudinales, su resistencia al pandeo local es mayor que la de los patines de vigas, y las relaciones ancho/grueso que separan los diversos tipos de sección son considerablemente más grandes.

Las almas de columnas de secciones I o H del tipo 3, comprimidas axialmente, se encuentran en condiciones semejantes a las de los patines en compresión de vigas de sección transversal rectangular hueca del mismo tipo, por lo que se especifica la misma relación ancho/grueso: la que corresponde a la aparición del esfuerzo F_y , sin pandeo prematuro. En las columnas en compresión pura se conserva el mismo límite para los otros dos tipos de sección, dado que no requieren capacidad de rotación.

Pandeo local de almas en flexión.

Los límites impuestos a la relación peralte/grueso de las almas tienen el mismo objeto que los prescritos para los patines: lograr que el comporta-

miento de los elementos planos individuales sea el que corresponde al tipo de sección transversal considerado.

En vigas de proporciones normales el pandeo local del alma no suele ser crítico, pues el estado de esfuerzos al que está sometida es mucho menos severo que el del patín comprimido, y sus condiciones de apoyo son más favorables.

El límite de la relación ancho/grueso del alma de barras en flexión del tipo 1 proviene de estudios teóricos y experimentales, y el de las secciones tipo 2 es principalmente de carácter experimental.

Pandeo local de patines y almas de barras flexocomprimidas.

Los elementos planos que componen las columnas flexocomprimidas de sección tipo 1 ó 2 tienen robustez suficiente para que la columna resista el momento plástico reducido por fuerza axial, M_{pc} .

Los requisitos que han de cumplir los patines comprimidos son los mismos que en las vigas, por lo que se utilizan límites iguales de las relaciones ancho/grueso.

El comportamiento de las placas de alma, sometidas a flexocompresión, es más complicado; depende, en buena medida, de los valores relativos de la fuerza axial y del momento flexionante. Los límites de las relaciones ancho/grueso de almas flexocomprimidas de secciones I o H que formarán parte de estructuras construidas en zonas sísmicas se han determinado por medio de estudios de carácter principalmente experimental.

4. ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

Las estructuras reticulares están formadas, en todos los casos, por vigas, columnas y uniones; puede haber, además, contraventeos verticales o muros de rigidez, pero éstos, aunque convenientes en ocasiones, no son indispensables (Fig. 4.1).

Las vigas soportan el sistema de piso; reciben, a través de él, las cargas verticales, y las transmiten a las columnas; además, hacen que las columnas de marcos sin contraventeo puedan adoptar la configuración necesaria para resistir fuerzas horizontales, y contribuyen a la rigidez lateral del conjunto; en marcos contraventeados forman parte del sistema que resiste las fuerzas horizontales.

Como la operación de los edificios exige que los pisos sean horizontales, las vigas de las construcciones urbanas tienen siempre esa posición; ^{por eso las vigas} ~~ésta es la~~ ^{son uno de los elementos estructurales más importantes; ~~porque aunque son poco~~} ~~razón de ser de las vigas, que son poco~~ eficientes estructuralmente, pero permiten crear los espacios necesarios para el desarrollo de las actividades de los ocupantes de las edificaciones.

Obran sobre ellas fuerzas transversales y momentos aplicados en los extremos, que aparecen por la continuidad con el resto de la estructura; deben diseñarse para que resistan momentos flexionantes y fuerzas cortantes; las fuerzas normales ~~no~~ ^{significativas,} suelen ser ~~despreciables,~~ excepto en crujeas contraventeadas.

Las columnas, de eje casi siempre vertical, soportan las cargas que reciben de los tramos superiores y de las vigas que se apoyan directamente en ellas, llevándolas eventualmente a la cimentación, así como los momentos producidos por la continuidad con las vigas. Además, deben ayudar a soportar las fuerzas horizontales en marcos contraventeados y resistirlas, por sí solas, en los que no tienen contraventeos ni muros de rigidez; también contribuyen a darle a la estructura la rigidez lateral necesaria para evitar problemas de inestabilidad de conjunto y para mantener los desplazamientos, en condiciones de servicio, dentro de límites admisibles. Trabajan en flexocompresión (la compresión axial es una condición poco frecuente), y los efectos de las fuerzas cortantes suelen ser insignificantes. La flexocompresión es casi siempre biaxial, pues cada

columna suele formar parte de dos marcos, frecuentemente ortogonales, que se cruzan en ella.

Las uniones transmiten los elementos mecánicos, momentos flexionantes, fuerzas cortantes y normales, de las vigas a las columnas y viceversa, así como las fuerzas de las diagonales de contraventeo al marco, ~~propriadamente dicho~~, para que todos los elementos de la estructura trabajen en conjunto.

Hasta hace poco tiempo las uniones se trataban como simples puntos de intersección de varias barras; en la actualidad se reconoce su importante papel en el trabajo de conjunto de las estructuras, por lo que el diseño no se limita, como antes, al de los ángulos, placas, y sujetadores que unen a las vigas con las columnas, sino abarca también la revisión de la junta propriadamente dicha, es decir, de la zona común a todas las barras.

La importancia de las conexiones en la respuesta de estructuras sometidas a sismos intensos, y el gran número de fenómenos especiales que deben considerarse en su diseño, hacen aconsejable tratarlas por separado, después de estudiar el comportamiento de vigas, columnas y contravientos.

Los contravientos y los muros de rigidez son elementos situados en planos verticales que contribuyen a resistir las fuerzas horizontales, a evitar fenómenos de inestabilidad de conjunto y a mejorar la rigidez lateral. En marcos de varios pisos se emplean muros de rigidez de tabique o de concreto reforzado, o contravientos compuestos por elementos de acero estructural colocados en diagonal, en V, o con ~~alguna~~ otra configuración adecuada.

Las fuerzas horizontales pueden ser resistidas en su totalidad por muros de rigidez de concreto o por armaduras verticales formadas por vigas, columnas y diagonales, unidas entre sí por medio de conexiones flexibles; sin embargo, estos sistemas son poco dúctiles por lo que, aunque se emplean con frecuencia en estructuras que sólo deben resistir fuerzas de viento, en zonas sísmicas suelen usarse combinados con marcos rígidos.

En las últimas décadas se han efectuado numerosos estudios, teóricos y experimentales, para determinar si las normas que se utilizan en el diseño de

estructuras con carga estática son aplicables a las construidas en áreas sísmicas y, de no serlo, de qué manera deben modificarse. Se ha encontrado que las normas mencionadas son válidas en sus aspectos principales; en lo que sigue se discuten ~~las~~ modificaciones y adiciones necesarias para obtener estructuras que trabajen adecuadamente bajo sollicitaciones sísmicas severas. No se mencionan los aspectos relativos a las relaciones ancho/grueso de los elementos planos de las secciones transversales porque se tratan en otro apartado.

Los requisitos ^{siguientes} ~~que se indican a continuación~~ deben ser satisfechos para que un marco rígido sea considerado marco dúctil; se aplican, de acuerdo con el Reglamento del D. F., a marcos rígidos diseñados con factores Q de comportamiento sísmico iguales a 3 ó 4.-

VIGAS. Para que un elemento estructural sea considerado una viga debe trabajar predominantemente en flexión; pueden actuar en ella fuerzas axiales de diseño nulas o pequeñas, que no excedan de $P_y/10$, donde $P_y = A F_y$.

Conviene asegurarse de que las vigas tienen características para las que se ha demostrado, experimentalmente y por su comportamiento durante temblores reales, que cumplen las condiciones necesarias para formar parte de estructuras dúctiles; entre las más importantes están las siguientes:

El claro libre no debe ser menor que cinco veces el peralte de la sección transversal, ni el ancho de los patines mayor que el ancho del patín o el peralte del alma de la columna en la que se apoya la viga.

El eje de las vigas no debe separarse horizontalmente del de las columnas más de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga; ~~este requisito tiene por objeto evitar~~ ^{se evitan así} momentos en las columnas que no suelen considerarse ni en el análisis ni en el diseño, ^{se reducen} ~~y reducen~~ a un mínimo las torsiones y otros efectos que es difícil incluir en el diseño de las juntas.

Las secciones transversales ^{han de} ~~deben~~ tener dos ejes de simetría, uno vertical, en el plano en que actúan las cargas gravitacionales, y otro horizontal; los dos ejes deben conservarse cuando se utilicen cubreplacas para aumentar la resistencia de la sección.

La soldadura entre el alma y los patines de vigas formadas por placas ~~solidas~~ debe ser continua, para evitar problemas de pandeo local en el patín comprimido entre segmentos de soldaduras y eliminar las concentraciones de esfuerzos en los extremos de los cordones interrumpidos, pero puede, en general, diseñarse para transmitir los esfuerzos cortantes horizontales que le corresponden, lo que suele llevar a cordones de tamaño mínimo. Sin embargo, en las zonas de formación de articulaciones plásticas las soldaduras han de desarrollar la resistencia total, en cortante, del alma o almas, para que cuando se formen y giren las articulaciones no haya fallas prematuras por cortante en los planos de unión de las placas que constituyen el perfil.

Siempre que sea posible deben evitarse los agujeros en las zonas de formación de articulaciones plásticas, pues las concentraciones de esfuerzos que se presentan en el material cercano pueden ocasionar, bajo carga cíclica, la aparición de grietas, que producirían disminuciones importantes en la capacidad de rotación del miembro. Cuando los agujeros sean inevitables, se harán con un proceso que elimine el material altamente deformado, y en ocasiones agrietado, que rodea a los agujeros punzonados.

En aceros que tengan un esfuerzo mínimo especificado de ruptura menor que 1.5 veces el esfuerzo de fluencia mínimo, no se permite que se formen articulaciones plásticas en zonas en que se haya reducido el área de los patines, ya sea por agujeros para tornillos o por otra causa cualquiera; esto se debe a que en aceros con poco endurecimiento por deformación se reduce la amplitud de las articulaciones plásticas, aumentan las deformaciones inelásticas por unidad de longitud, y se acrecientan los problemas ocasionados por las discontinuidades geométricas.

No debe hacerse ningún tipo de empalme en la viga propiamente dicha, o en sus cubreplacas, en zonas de formación de articulaciones plásticas.

/a La fuerza cortante no suele ocasionar fallas de tipo frágil en vigas de acero de alma llena; sin embargo, si es demasiado elevada puede reducir la capacidad de la viga para resistir flexión (es decir, puede evitar que se ^{llegue al} ~~alcance~~ momento plástico) y, además, ocasiona incrementos importantes en las deformaciones. Por las razones anteriores, no conviene que se alcance la resistencia

máxima en cortante antes de que se formen las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso; ^{para ello, se} ~~esto se evita~~ diseñando la viga para que resista la fuerza cortante máxima ^{posible,} ~~que puede aparecer en ella~~, que corresponde a la formación de articulaciones plásticas en sus dos extremos, o en un extremo y en la zona central, dependiendo de los valores relativos de los momentos ocasionados por carga vertical y por sismo. Los momentos en las articulaciones plásticas se calculan sin factor de resistencia, con lo que se tiene una condición más desfavorable, pues aumentan las fuerzas cortantes, y se evalúan con un esfuerzo igual a $1.25 F_y$ (se consideran iguales a $1.25 F_y Z = 1.25 M_p$) para tener en cuenta el endurecimiento por deformación que se presenta durante las grandes rotaciones de las articulaciones plásticas.

En la Fig. 4.1 se muestran las condiciones en que se encontrará una viga al formarse el mecanismo de colapso del entrepiso, cuando los momentos por sismo son mayores que los de carga vertical, y se indican los valores de las fuerzas cortantes máximas, en los extremos.

En los niveles superiores de los marcos es frecuente que el mecanismo sea el de la Fig. 4.2; ~~en ese caso,~~ las fuerzas cortantes máximas se calculan con momentos $1.25 M_p$ en las dos articulaciones plásticas. ~~Conocidos esos momentos y el de carga vertical, el momento en el extremo izquierdo de la viga se determina sin dificultad.~~

Como una opción, en la ref. 1 se permite hacer el dimensionamiento con las fuerzas cortantes de diseño obtenidas en el análisis, pero utilizando un factor de resistencia reducido, igual a 0.70.

La fuerza cortante no suele ser crítica, ~~en el diseño de las vigas de los marcos dúctiles,~~ ^{pero} aunque puede llegar a serlo cuando los claros son muy ^{pequeños,} ~~reducidos.~~

Han de soportarse lateralmente todas las secciones en las que puedan formarse articulaciones plásticas y secciones suficientemente cercanas a ellas para evitar que las vigas fallen por pandeo lateral por flexotorsión, antes de que se forme el mecanismo de colapso.

La longitud no soportada lateralmente, $L_p = 1250 r_y / \sqrt{F_y}$, permite capacidades de rotación en las articulaciones del orden de 10, suficientes para vigas de marcos dúctiles de sección transversal I o H.

Bajo carga vertical, los patines inferiores de los extremos de las vigas trabajan en compresión, y durante un evento sísmico pueden quedar sometidos tensiones y compresiones alternadas; en esas condiciones, no basta con que el patín superior esté soportado lateralmente, por ejemplo por la losa de concreto del sistema de piso, sino debe impedirse también el desplazamiento lateral del patín inferior, ya sea por medio de elementos exteriores de contraventeo o fijando angularmente el superior y colocando atiesadores verticales, normales al alma, entre los dos patines.

COLUMNAS (miembros flexocomprimidos). Son miembros flexocomprimidos, sean columnas o de cualquier otro tipo, los que tienen una fuerza axial de diseño mayor que $P_v/10$.

Si la sección transversal es rectangular hueca, la relación de la mayor a la menor de sus dimensiones exteriores no debe exceder de 2.0, y la dimensión menor será de 20 cm o más. Si la sección es H, el ancho de los patines no excederá del peralte total, la relación peralte/ancho del patín no será mayor de 1.5, y el ancho de los patines será de 20 cm o más.

Como en las vigas, con los requisitos anteriores se busca obtener miembros semejantes a los que se han estudiado hasta ahora, evitando problemas que no se han presentado en ellos, pero que podrían aparecer en columnas de características muy diferentes.

La relación de esbeltez no excederá de 60. Esta condición se cumple casi siempre en ~~las columnas de~~ los edificios; con ella se busca que la ductilidad de los marcos no disminuya significativamente por problemas de inestabilidad.

En el diseño con vigas débiles-columnas resistentes no se espera que aparezcan articulaciones plásticas en las columnas; sin embargo, es probable que el material de sus extremos se salga, en ocasiones, del intervalo elástico, por lo que conviene que las columnas tengan, al menos, secciones transversales tipo 2, capaces de admitir rotaciones plásticas limitadas. Cuando se espere que se formen articulaciones plásticas en las columnas (como sucede, cuando menos, en sus extremos inferiores, ligados con la cimentación) sus secciones transversal habrán de ser tipo 1. Estos requisitos se satisfacen de manera casi automática,

pues las secciones transversales de las columnas casi siempre son robustas, al menos en edificios de más de 3 ó 4 pisos.

Resistencia mínima en flexión. Las resistencias en flexión de las columnas que concurren en un nudo deben satisfacer la condición dada en . Cuando se cumple esa condición disminuye la probabilidad de que se formen articulaciones plásticas en las columnas, con lo que se evitan los mecanismos de falla lateral de un solo entrepiso (Fig. 4.3) y se propicia que el mecanismo de colapso abarque la mayor parte de la estructura, con articulaciones plásticas en los extremos de las vigas y en las bases de las columnas. La capacidad de disipación de energía del segundo mecanismo es mucho mayor que la del primero, al mismo tiempo que disminuye la demanda de ductilidad en las articulaciones plásticas, ^{además,} que se forman en las vigas. ~~Además,~~ Si la falla lateral de un entrepiso ocurre en la parte baja de la estructura, crece la importancia de los efectos de segundo orden en las columnas del entrepiso dañado, ocasionados por la interacción de cargas verticales y desplazamientos laterales, lo que aumenta el riesgo de un colapso súbito del edificio.

La importancia de que no haya articulaciones plásticas en las columnas es mayor en los primeros entrepisos de edificios altos; se puede ser menos estricto en este aspecto en construcciones de uno o dos niveles y en los últimos pisos de edificios de mayor altura, y en algunos casos puede admitirse que ciertas columnas fluyan plásticamente si las restantes permanecen en el intervalo elástico e impiden que se forme el mecanismo de falla lateral del entrepiso.

En ^L las normas de Nueva Zelanda ~~se~~ permiten que se formen mecanismos de colapso de entrepisos aislados en edificios de uno o dos pisos y en el entrepiso superior de construcciones altas, porque en esos casos la demanda de capacidad de rotación en las articulaciones plásticas de las columnas es reducida, y puede ser satisfecha; en todos los casos restantes debe buscarse que las articulaciones se formen en las vigas. La referencia citada se refiere a estructuras de concreto, por lo que en marcos dúctiles de acero se puede ser, seguramente, un poco más liberal.

Como una opción, en la ref. 1 se permite ~~hacer el~~ dimensionamiento de las columnas con los elementos mecánicos de diseño obtenidos en el análisis, reduciendo

do el factor de resistencia de 0.9 a 0.7, con lo que ya no se requiere satisfacer la condición

Lo mismo que en las vigas, se busca que en las columnas no se presenten fallas por cortante. Para ello, la fuerza cortante de diseño se obtiene del equilibrio del miembro, considerando su longitud igual a la altura libre y suponiendo que obran en sus extremos momentos del mismo sentido (la columna se flexiona en curvatura doble), de magnitud igual al ~~los~~ ~~momentos~~ ~~máximos~~ ~~resistentes~~ ~~de~~ ~~las~~ ~~columnas~~ en el plano en estudio, que vale $Z_c (F_{yc} - F_a)$.

Aunque el criterio general de diseño está basado en la formación de articulaciones plásticas en las vigas, siempre hay la posibilidad de que se articulen los dos extremos de alguna columna, por lo que la fuerza cortante de diseño es la que corresponde a esa condición.

Los requisitos de esta sección ~~deben influir~~ ^{influyen} en el diseño de las columnas sólo en casos poco comunes.

Cuando las columnas se diseñen por flexocompresión con el procedimiento optativo indicado arriba, la revisión por fuerza cortante se realizará con la fuerza de diseño obtenida en el análisis, pero utilizando un factor de resistencia de 0.7.

Cuando $P_u / F_R P_n > 0.5$, donde P_u es la fuerza axial de diseño en la columna y P_n su resistencia nominal en compresión, en la ref. 4 se recomienda que además de las condiciones de carga usuales se consideren las dos siguientes, en el diseño de columnas:

$$\text{Compresión axial.} - 1.2 CM + 0.5 CV + 0.4 Q CS \leq FRP_n$$

donde el producto $0.4Q$ se tomará, como mínimo, igual a 1.0.

En garages, áreas destinadas a reuniones públicas, y ~~siempre~~ ^{en todos los casos en} que la carga viva sea mayor de 500 Kg/m^2 , el factor que multiplica a CV se hará igual a 1.0

Tensión axial.- $0.90 CM - 0.4 QCS \leq FR P_n$

El producto 0.4Q se tomará, como mínimo, igual a 1.0.

CM, CV y CS indican efectos producidos por carga muerta, carga viva y sismo, y Q es el factor de comportamiento sísmico especificado en el Reglamento.

Pueden tomarse como límite superior de las cargas obtenidas como se indica los valores siguientes:

La carga máxima transmitida a la columna, considerada igual a 1.25 veces la suma de las resistencias de las vigas y elementos de contraventeo que lleguen a ella.

El valor determinado por la capacidad de la cimentación para resistir fuerzas hacia arriba producidas por el volteo de la estructura.

Las ~~estas~~ dos condiciones, la primera para compresión con carga viva reducida, y la segunda para tensión con carga muerta reducida y sin carga viva, deben satisfacerse sin incluir efectos de flexión.

Tienen por objeto ~~incluir~~ ^{considerar} en el diseño los efectos de fuerzas axiales que, durante un sismo intenso, pueden exceder los obtenidos en el análisis, como un resultado de la reducción de las fuerzas laterales por comportamiento inelástico, de la estimación de fuerzas de volteo menores que las reales y de las aceleraciones verticales, que no se incluyen específicamente como acciones de diseño.

CONTRAVENTEOS.

Los contraventeos de acero son elementos estructurales muy efectivos para resistir fuerzas laterales. No solamente ayudan a resistir las acciones producidas por sismos de gran intensidad, sino también reducen a un mínimo los desplazamientos de entrepiso ocasionados por temblores menores o vientos intensos. Los contraventeos se usan con frecuencia en edificios altos, plantas industriales y, en general, ^{en} estructuras de todos los tipos.

Si una diagonal de contraventeo es muy corta y no se pandea^a, su gráfica fuerza axial-deformación axial es idéntica en forma a la relación esfuerzo-deformación del material (Fig. 4.4a). En el otro extremo, los ciclos histeréticos de los contraventeos muy largos son como los de la Fig. 4.4b, en los que la resistencia permanece igual a cero mientras el contraventeo está contraído, y las fuerzas horizontales son resistidas, por completo, por flexión lateral del marco que lo contiene.

El comportamiento histerético de los contraventeos de esbeltez media, como los que se usan en edificios reales, es más complejo (Fig. 4.4c); se ha efectuado un número importante de pruebas de laboratorio para identificar sus características más sobresalientes, que se ilustran en la Fig. 4.5. Cuando se invierte la fuerza, manteniendo una amplitud constante de la deformación axial, el primer ciclo histerético se parece al de la Fig. 4.4c; la resistencia máxima en compresión disminuye en el segundo ciclo, y sigue decreciendo en ciclos sucesivos de carga hasta que converge en una cierta resistencia última. La disminución de la resistencia en compresión se debe a una combinación del efecto de Bauschinger y de la amplificación de la región plastificada en la zona central del miembro. La resistencia máxima en tensión ~~experimenta pocos cambios~~^{cambia poco.}. La pérdida de resistencia en compresión se acelera cuando crece la relación de esbeltez. ~~del contraventeo.~~

Estudiando experimentalmente diagonales ~~de contraventeo~~ formadas por dos ángulos espalda con espalda, unidas con placas a la estructura y sometidas a una historia de deformaciones cíclicas, se ha encontrado que el parámetro que más afecta su comportamiento es el plano en que se pandean, sea el del marco que contiene a la diagonal, o fuera de él. Los resultados que se comentan en lo que sigue provienen del estudio de diagonales sencillas, aunque en estructuras reales es más frecuente el empleo de diagonales cruzadas en X, una de las cuales trabaja en tensión mientras la otra está en compresión.

Los especímenes que se pandean en el plano del marco adoptan una configuración deformada similar a la de una columna con extremos empotrados comprimida axialmente, y los que se pandean fuera del plano toman la forma de una senoide, como la de una columna biarticulada. Por consiguiente, en el primer caso pued

adoptarse un factor de longitud efectiva K igual a 0.5, e igual a 1.0 en el segundo. Esos factores ~~de longitud efectiva~~ determinan la relación de esbeltez crítica y el modo de pandeo de los contraventeos sencillos formados por dos ángulos. (En otros estudios se ha encontrado que la longitud efectiva de contraventeos en X, con extremos empotrados, es aproximadamente igual a 0.6 de la de un contraventeo sencillo cuando el pandeo se presenta en el plano, y 0.7 cuando tiene lugar fuera de él).

En general, se forman tres articulaciones en los miembros de contraventeo, una en el centro y dos en los extremos; éstas aparecen en los ángulos, junto a las placas de conexión, cuando el pandeo es en el plano, y en las placas de conexión cuando es fuera de él.

En la ref. 4 se dan las recomendaciones siguientes para el diseño de miembros de contraventeo, basadas en los resultados experimentales mencionados:

Esbeltez. ~~La esbeltez~~ ^N no excederá de $6000/\sqrt{F_y}$ (120 para acero A36). Con este requisito se busca aumentar la capacidad de disipación de energía posterior al pandeo por flexión cíclica inelástica, que es prácticamente nula en barras más esbeltas.

Resistencia de diseño en compresión. Se toma igual a $0.8 F_R P_n$, es decir, al 80 por ciento de la resistencia de columnas con carga estática. ~~Esta~~ ^{la} reducción no se hace cuando se determina ^a la fuerza máxima que impone el contraventeo en otras partes de la estructura, para no subestimar su resistencia en los primeros ciclos de respuesta sísmica.

Relaciones ancho/grueso. Los perfiles utilizados serán tipo 1 ó 2, con lo que se evita un pandeo local prematuro.

Elementos de liga. En todos los miembros compuestos por varios perfiles, la primera unión entre ellos, soldada o atornillada, a uno y otro lado de la sección central, se diseñará para transmitir de un perfil a otro una fuerza igual al 50 por ciento de la resistencia nominal de uno de los perfiles. Se tendrán, cuando menos, dos puntos de unión, a distancias iguales de la sección

media. Estos requisitos se han obtenido del estudio experimental de miembros compuestos por dos ángulos o canales, por lo que pueden no ser adecuados para perfiles muy diferentes.

La separación entre uniones será tal que no sea crítico el pandeo individual de ninguno de los perfiles. En la sección media del contraventeo deben evitarse las uniones con tornillos, ya que en esas zonas se formarán articulaciones plásticas.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

XXIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA

MODULO IV: DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS

TEMA:

DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

**EXPOSITOR: ING. JOSE LUIS SANCHEZ MARTINEZ
1997**

DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

JOSE LUIS SANCHEZ MARTINEZ *

RESUMEN

En este escrito se dan las condiciones básicas que debe cumplir una estructura de acero para tener un buen comportamiento en zonas sísmicas. Se hace énfasis en la importancia de la disipación de energía de los sistemas estructurales, por amortiguamiento interno, por comportamiento inelástico y por amortiguamiento externo. Se muestra el comportamiento característico de los sistemas contraventados y se hacen ver sus ventajas como elementos estructurales que proporcionan simultáneamente rigidez y ductilidad.

Las fuerzas que un movimiento sísmico genera sobre una estructura son función de la energía cinética que el movimiento del terreno le impone y de su capacidad para disiparla.

La magnitud de la energía que el movimiento impone depende de varios factores, cuya importancia relativa podría establecerse como sigue:

Supongamos que el efecto sísmico sobre una estructura es proporcional a la energía que el movimiento le transmite y que una medida de ella es la que ocurre en un oscilador de un grado de libertad. El valor de esta energía podría obtenerse de un espectro de amplitud de Fourier pero, con el fin de hacer evidentes los parámetros que interviene en el problema, se sobresimplificará este suponiendo que la acción equivalente a la sollicitación sísmica es armónica, y que, además, la energía que impone el movimiento sísmico es la misma si el sistema trabaja elásticamente y la disipa solo por amortiguamiento interno o si trabaja inelásticamente y la disipa también por deformación inelástica en sucesivos ciclos de histéresis. Teniendo en cuenta lo anterior puede escribirse que la acción equivalente a la

sollicitación sísmica $p_o = M \ddot{y}_s(t)$ es:

$$p_o = M \ddot{y}_s \text{ sen } \omega t$$

en que M es la masa del oscilador, \ddot{y}_s es la aceleración máxima del terreno y ω su frecuencia angular.

En ese caso la amplitud del movimiento puede expresarse como (4):

$$A = M \frac{\ddot{y}_s}{K} \left[\frac{1}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (2 \xi \beta)^2}} \right]$$

en que $\beta = \frac{\omega}{\omega_n} = \frac{T}{T_s}$ y ξ es el porcentaje del amortiguamiento crítico que tiene la estructura.

K es la rigidez, T es el periodo natural de vibración de la estructura y T_s el del suelo.

y la energía total que la estructura debería absorber de comportarse elásticamente, esta dada por:

$$U = \frac{1}{2} M \omega^2 A^2 = \frac{1}{2} K A^2$$

Entonces:

$$U = \frac{K}{2} \frac{M^2 \ddot{\gamma}_s^2}{K^2} \left(\frac{1}{\sqrt{(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2}} \right)^2$$

$$U = \frac{M^2 \ddot{\gamma}_s^2}{2K} \left(\frac{1}{(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2} \right)$$

La rigidez de la estructura puede relacionarse con el periodo natural de vibración si se considera aplicable la expresión para una estructura elástica de un grado de libertad.

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{K}{M}}}; T^2 = \frac{4\pi^2 M}{K}; K = \frac{4\pi^2 W}{g T^2}$$

W es el peso de la construcción y g la aceleración de la gravedad.

Entonces:

$$U = \frac{M \ddot{\gamma}_s^2 T^2}{8\pi^2} \left(\frac{1}{(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2} \right)$$

Es claro que para una misma estructura este valor depende del lugar en que se encuentra ubicada; caracterizado por la aceleración del suelo, $\ddot{\gamma}_s$ que ahí pueda esperarse, y por el periodo de vibración característico del lugar que se refleja en el valor de β .

A está en cm, T en seg, $\ddot{\gamma}_s$ en cm/seg², K en t/cm, M en $\frac{t \cdot \text{seg}^2}{\text{cm}}$ y U en T-cm

Para la ciudad de México, tomando la información del sismo de 1985 como base, y considerando que la aceleración en el terreno, medida en la zona III centro, fuera de aproximadamente 150 gals., podría escribirse:

Zona de lomas (I)	$\ddot{\gamma}_s = 0.04g; T_s < 1.0$
Zona de transición (II)	$\ddot{\gamma}_s = 0.08g; 1.0 \leq T_s \leq 1.5$
Zona del lago centro (III)	$\ddot{\gamma}_s = 0.16g; 1.5 < T_s \leq 2.5$
Zona del lago virgen (III)	$\ddot{\gamma}_s = 0.08g; T_s > 2.5$

Por lo tanto:
en zona de lomas

$$U = \frac{T^2 W}{8\pi^2 g} 0.0016g^2 \left(\frac{1}{(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2} \right)$$

$$U = 0.02 \frac{T^2}{(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2} W$$

en zona de transición y lago virgen

$$U = 0.08 \frac{T^2}{(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2} W$$

en la zona del lago centro

$$U = 0.32 \frac{T^2}{(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2} W$$

Estas expresiones pueden tabularse en función de T , β y ξ y obtener parámetros que indican la importancia de las fuerzas sísmicas que actúan sobre una estructura.

La tabla 1 es un ejemplo, en el que puede observarse la gran diferencia del efecto sísmico que es de esperarse entre estructuras localizadas en las zonas I y II y las que se localizan en la zona III del D.F.

La parte sombreada de la tabla corresponde a combinaciones de T y T_s que pondrían a una estructura en condiciones críticas.

Los valores indicados en la tabla 1 multiplicados por el peso del edificio darían una idea de la energía que les impone el sismo y que debe disiparse.

Resulta claro que una forma importante para reducir la energía que se trasmite a la estructura es evitar la cercanía de su periodo de vibración con el del movimiento esperado del terreno. La información relativa a los periodos de vibrar del suelo es todavía escasa, es por ello importante incrementarla mediante una zonificación detallada de las zonas urbanas en áreas sísmicas. Esta actividad debería ser una prioridad importante y reflejar sus resultados en los Reglamentos de Construcción.

La capacidad para disipar de inmediato la mayor cantidad posible de la energía que el movimiento del terreno trasmite es también importante. Puede disiparse por amortiguamiento interno, por deformaciones inelásticas o con disipadores de energía o amortiguadores colocados con ese fin. Estos últimos, siendo seguramente la mejor opción, aún no se utilizan comúnmente y su desarrollo esta en proceso.

El amortiguamiento interno en las estructuras esqueléticas del acero, que constituyen los sistemas constructivos más frecuentes cuando se utiliza este material, es muy pequeño, el valor de 5% que suele considerarse en los espectros de diseño a menudo esta lejos de ser conservador. La disipación de energía por comportamiento inelástico resulta entonces fundamental.

$$\zeta = 0.25$$

Ts	0.4	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
T									
0.2	0.00127	0.00426	0.00341	0.01312	0.01294	0.01286	0.00320	0.00320	0.00319
0.4	0.01272	0.04392	0.01706	0.05777	0.05461	0.05322	0.01312	0.01301	0.01294
0.5	0.00703	0.07949	0.03180	0.09719	0.08886	0.08532	0.02087	0.02060	0.02043
1.0	0.00068	0.00795	0.31795	0.75747	0.50872	0.42644	0.09719	0.09202	0.08886
1.5	0.00026	0.00270	0.08416	2.86157	2.15459	1.43193	0.28616	0.25108	0.23116
2.0	0.00014	0.00139	0.03180	1.21196	5.08723	4.39160	0.75747	0.59409	0.50872
2.5	0.00009	0.00085	0.01706	0.51549	2.81063	7.94880	1.86085	1.35202	1.05929
3.0	0.00006	0.00058	0.01080	0.28616	1.34662	5.16902	2.86157	2.81583	2.15459
3.5	0.00004	0.00042	0.00751	0.18447	0.77595	2.75922	2.06877	3.89491	3.95281
4.0	0.00003	0.00032	0.00555	0.13003	0.50872	1.65514	1.21196	3.02637	5.08723

C	0.04	0.08	0.08	0.16	0.16	0.16	0.08	0.08	0.08
---	------	------	------	------	------	------	------	------	------

El acero utilizado en estructuras es un material dúctil, puede aceptar deformaciones importantes sin fallar, tiene pues capacidad para permitir las deformaciones inelásticas que puedan requerirse. No todos los aceros cumplen con los requisitos de ductilidad que se requieren en zonas sísmicas; específicamente se exige un comportamiento como el que se muestra en la fig. 1 en que se representa esquemáticamente la gráfica esfuerzo-deformación obtenida de una prueba de tensión.

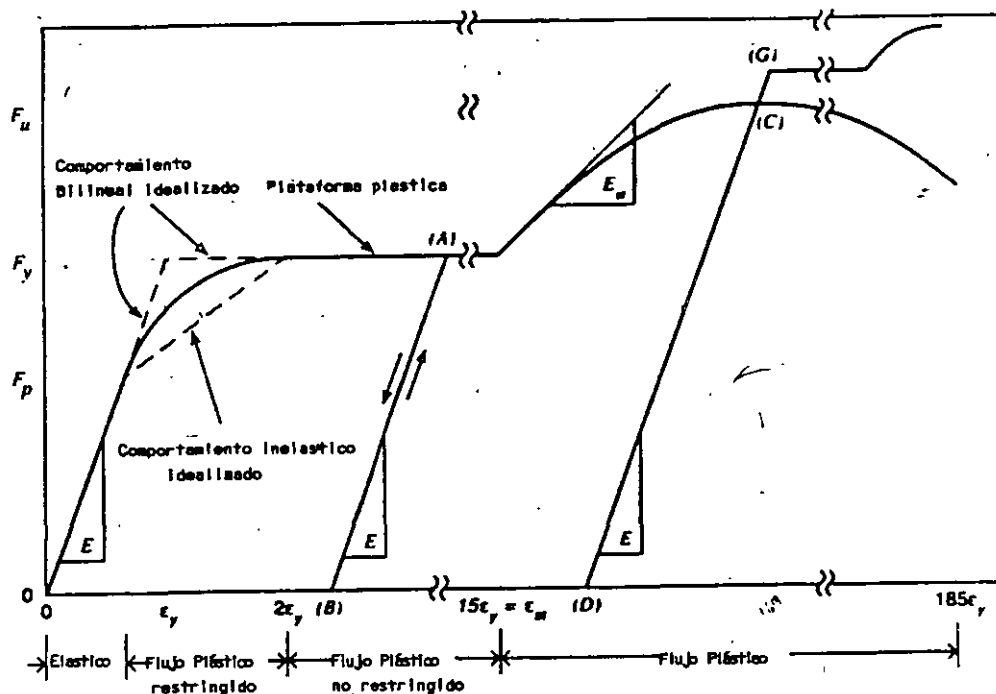


Figura 1 (Ref. 5)

La gráfica debe presentar una zona amplia de deformaciones crecientes bajo esfuerzo constante, con alargamiento a la ruptura no menor del 20% en probetas de 2" y una zona de endurecimiento por deformación tal que la relación entre la resistencia a la ruptura en tensión y el esfuerzo de fluencia este comprendido entre 1.2 y 1.8.

El AISC excluye aquellos aceros que tengan un esfuerzo de fluencia mayor de 3515 Kg/cm², a menos que pueda demostrarse que su comportamiento inelástico es aceptable.

El hecho de que el material sea dúctil no implica que la estructura fabricada con él sea también dúctil, por el contrario, para lograrlo deben tomarse una serie de cuidados especiales, a veces no fáciles de conseguir, que son los que hacen que una estructura de acero pueda considerarse adecuada para funcionar en zonas sísmicas.

Estos cuidados se reflejan en las normas para diseño, algunas de las cuales mencionaremos a continuación.

Se trata, en general, de lograr estructuras que sean capaces de entrar localmente en el rango de comportamiento inelástico del material un número sustancial de veces durante el movimiento del edificio, sin fallar.

Las deformaciones inelásticas se presentan en zonas puntuales de la estructura. Se pretende que se formen ahí las llamadas articulaciones plásticas, cuya rotación más allá de la que corresponde al rango de comportamiento elástico del material disipa energía. Cada articulación plástica sería un disipador y, dada la limitada cantidad de energía que cada una de ellas es capaz de desarrollar, suele requerirse un buen número para disipar la energía necesaria, número que, sin embargo, está limitado por la formación del mecanismo que conduce al colapso de la construcción.

La falla más común que impediría que se adquirieran las deformaciones requeridas es, en estructuras de acero, su pandeo local o general, y las recomendaciones relativas a las condiciones que debe cumplir la estructura van dirigidas, sobre todo, a evitar que este fenómeno se presente.

Para lograr los giros necesarios las zonas de articulaciones plásticas deben atiesarse de modo de impedir que ocurra el pandeo de las piezas antes de que ellos se produzcan.

Si se coloca un contraventeo lateral adecuado en los perfiles que forman la estructura y se conservan las relaciones ancho/grueso de patines y almas por debajo de ciertos límites, se logra que tanto el pandeo lateral como el local se retarden lo suficiente para obtener un comportamiento satisfactorio.

En vigas, la presencia del pandeo depende de su esbeltez, dada por la relación l_b/r_y (longitud no arriostrada entre radio de giro mínimo), y de la variación del momento flexionante a lo largo del claro, la condición más desfavorable es con momento constante.

La longitud no soportada lateralmente $L_b = 1250\sqrt{F_y}$ permite capacidades de rotación en las articulaciones, suficientes para vigas de marcos dúctiles de sección transversal I ó H.

Si el pandeo lateral no es crítico, la resistencia de las piezas en flexión se agota cuando se pandea localmente alguno de sus elementos planos. Ello depende de las relaciones ancho/grueso de las placas que forman las vigas de la estructura, si son demasiado esbeltas el pandeo local puede impedir que se alcancen los momentos M_p o M_y (M_p es el momento plástico resistente nominal de un miembro en flexión, con la sección transversal completamente plastificada, y M_y el que corresponde a la iniciación del flujo plástico, en los puntos de la sección más alejados del eje de flexión).

En las normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal se indican los tipos de secciones que se reconocen atendiendo a sus relaciones ancho/espesor y se indican los estados límites de resistencia correspondientes.

Secciones tipo 1. Capaces de desarrollar el momento plástico en vigas y el momento plástico reducido por compresión en barras flexocomprimidas, con capacidad de rotación suficiente para poder ser utilizadas en estructuras diseñadas plásticamente en zonas sísmicas. Reciben el nombre de "secciones para diseño plástico"

Secciones tipo 2. El estado límite de resistencia es el mismo que el de las tipo 1, pero sin requisitos de capacidad de rotación requeridos para zonas sísmicas. Se conocen también como "secciones compactas".

Secciones tipo 3. Capaces de desarrollar el momento correspondiente al inicio del flujo plástico en vigas, o ese momento reducido por compresión, en barras flexocomprimidas. Se conocen también como "secciones no compactas".

VALORES MAXIMOS ADMISIBLES DE LAS RELACIONES ANCHO/GRUESO (Ref 1)

DESCRIPCION DEL ELEMENTO	CLASIFICACION DE LAS SECCIONES		
	TIPO 1 (DISEÑO PLASTICO)	TIPO 2 (COMPACTAS)	TIPO 3 (NO COMPACTAS)
ALAS DE ANGULO SENCILLOS Y DE ANGULOS DOBLES CON SEPARADORES, EN COMPRESION; ELEMENTOS COMPRIMIDOS SOPORTADOS A LO LARGO DE UNO SOLO DE LOS BORDES LONGITUDINALES.	—————	—————	$640 / \sqrt{F_y}$
ATIESADORES DE TRABES ARMADAS, SOPORTADOS A LO LARGO DE UN SOLO BORDE LONGITUDINAL.	—————	—————	$800 / \sqrt{F_y}$
ALMAS DE SECCIONES T	—————	$540 / \sqrt{F_y}$	$1100 / \sqrt{F_y}$
PATINES DE SECCIONES I, H O T, Y DE CANALES, DE SECCION	$460 / \sqrt{F_y}$	$540 / \sqrt{F_y}$	$830 / \sqrt{F_y}$
PATINES DE SECCIONES I, H O T, Y DE CANALES, EN COMPRESION PURA; PLACAS QUE SOBRESALEN DE MIEMBROS COMPRIMIDOS (1)	$830 / \sqrt{F_y}$	$830 / \sqrt{F_y}$	$830 / \sqrt{F_y}$
PATINES DE SECCION EN CAJON, LAMINADAS O SOLDADAS, EN FLEXION; CUBREPLACAS ENTRE LINEAS DE REMACHES, TORNILLOS O SOLDADURAS. ATIESADORES SOPORTADOS A LO LARGO DE LOS BORDES PARALELOS A LA FUERZA.	$1600 / \sqrt{F_y}$	$1600 / \sqrt{F_y}$	$1600 / \sqrt{F_y}$
ALMAS DE SECCIONES I O H Y PLACAS DE SECCIONES EN CAJON, EN COMPRESION PURA (1)	$2100 / \sqrt{F_y}$	$2100 / \sqrt{F_y}$	$2100 / \sqrt{F_y}$
ALMAS EN FLEXION	$3500 / \sqrt{F_y}$	$5300 / \sqrt{F_y}$	$8000 / \sqrt{F_y}$
ALMAS FLEXOCOMPRIMIDAS	$\begin{aligned} & \text{Si } P_u / P_y \leq 0.28, (2) \\ & \frac{3500}{\sqrt{F_y}} (1 - 1.4 P_u / P_y) \\ & \text{Si } P_u / P_y \leq 0.28, \\ & \frac{2100}{\sqrt{F_y}} \end{aligned}$	$\begin{aligned} & \text{Si } P_u / P_y \leq 0.15, \\ & \frac{5300}{\sqrt{F_y}} (1 - 2.7 P_u / P_y) \\ & \text{Si } P_u / P_y > 0.15, \\ & \frac{3339}{\sqrt{F_y}} (1 - 0.371 P_u / P_y) \end{aligned}$	$\begin{aligned} & \text{Si } P_u / P_y \leq 0.15, \\ & \frac{8000}{\sqrt{F_y}} (1 - 2.7 P_u / P_y) \\ & \text{Si } P_u / P_y > 0.15, \\ & \frac{5228}{\sqrt{F_y}} (1 - 0.598 P_u / P_y) \end{aligned}$
SECCIONES CIRCULARES HUECAS EN COMPRESION AXIAL (3)	$132000 / F_y$	$184000 / F_y$	$235000 / F_y$

(1) En miembros sometidos a compresión axial no existe la distinción basada en capacidad de rotación por lo que los límites de almas y patines de perfiles comprimidos axialmente son los mismos para las secciones tipo 1 a 3

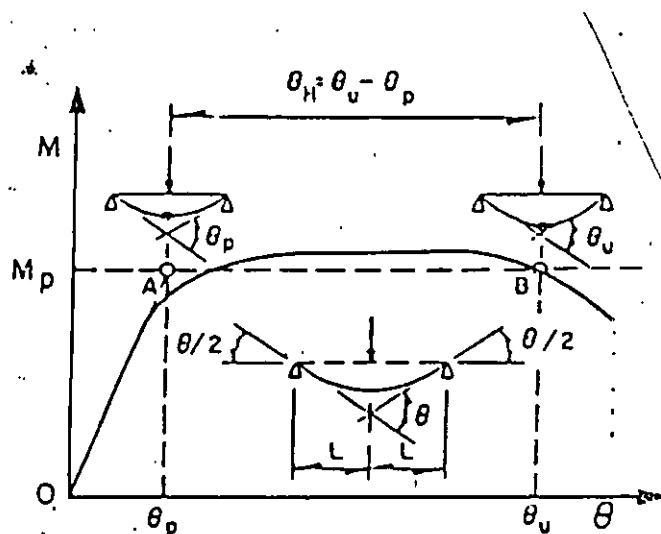
(2) P_u es la fuerza axial de diseño.

(3) Ver 2.3.5

En la figura 2 se representa una gráfica momento-rotación de una viga I y se define la capacidad de rotación de la viga como:

$$R = \frac{\theta_u}{\theta_p} - 1$$

θ_u Es la rotación correspondiente al punto en que la rama descendente de la curva de la fig. 2 cruza la recta horizontal, $M = M_p$, y θ_p es la rotación elástica representada por la abscisa del punto A.



Capacidad de rotación $R = \frac{\theta_u}{\theta_p} - 1$

Rotación plástica en la articulación $\theta_H = \theta_u - \theta_p$

Factor de ductilidad $Q = \theta_u / \theta_p$

$R = Q - 1, Q = R + 1$

Figura 2 (Ref. 1)

En las regiones en las que se formarán, eventualmente, las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso de muchas estructuras construidas en zonas de alta sismicidad, se requieren capacidades de rotación altas. Se ha sugerido que para que una estructura desarrolle una ductilidad de conjunto de 3 a 5 los factores de ductilidad de entrepiso pueden estar comprendidos entre 3 y 10, y los de los miembros individuales estarán, probablemente, en el intervalo de 5 a 15, o aún más. En estos casos es prudente dimensionar los miembros estructurales de manera que, al menos en las zonas de formación de articulaciones plásticas, tengan capacidades de rotación de alrededor de 10.

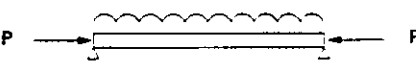
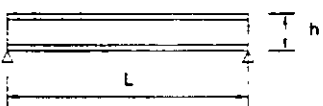
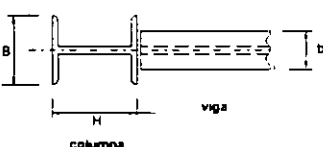
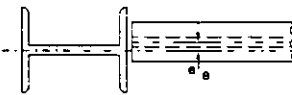
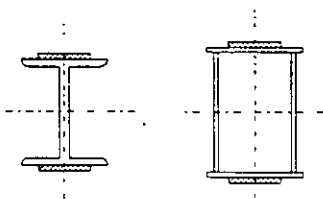
Utilizando resultados experimentales se encuentra que para que R sea igual a 10 se requiere que el patín comprimido de las secciones I y H satisfagan la condición:

$$\frac{b}{2t} \leq \frac{437}{\sqrt{F_y}}$$

b es el ancho de los patines y t su espesor,

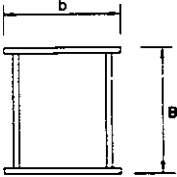
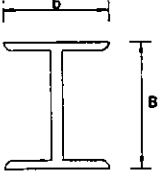
Este es el valor especificado en las recomendaciones del AISC para diseño sísmico de edificios con estructura de acero.

Adicionalmente las vigas que componen una estructura dúctil deben cumplir con ciertas condiciones obtenidas del estudio de su comportamiento, tanto experimental como en condiciones reales ante acciones dinámicas. Estas condiciones se presentan a continuación.

TABLA 2		
Vigas en "marcos dúctiles"		
a)	$P < \frac{P_y}{10}$	
b)	$\frac{L}{h} > 5$	
c)	$b < B$ $b < H$	
d)	$e < \frac{B}{10}$	 e=excentricidad del eje de la trabe.
e)	Dos ejes de simetría	
f)	Soldadura continua entre patines y alma.- La requerida por esfuerzos excepto en la zona de articulaciones plásticas en que debe resistir una fuerza igual a la capacidad del alma.	
g)	Evitar agujeros en articulaciones plásticas, o en todo caso cuidar mucho su ejecución.	
h)	No se permiten agujeros en la zona de articulaciones plásticas si $f_u < 1.5f_y$.	
i)	No se permiten empalmes en traveses en la zona de articulaciones plásticas.	
j)	Se diseñan para que resistan la fuerza cortante máxima (articulaciones plásticas en sus extremos, o en un extremo y en el centro). Los M_p se calculan para $1.25 F_y$ como una opción usan cortantes de diseño con $F_r = 0.7$.	
k)	Longitudes de soporte lateral no más lejos de $L_p = 1250r_y / \sqrt{F_y}$	
l)	Atiesar patines inferiores.	

En columnas la resistencia y la ductilidad crecen cuando la relación de esbeltez l/r decrece y decrecen cuando crecen las relaciones ancho espesor. Las condiciones que establecen las normas para columnas en estructuras dúctiles se indican en la tabla 3

TABLA 3
Requisitos para columnas en marcos dúctiles.

- 1.-  $\frac{B}{b} < 2$
 $b > 0.2 \text{ m}$
-  $b < B$
 $\frac{B}{b} < 1.5$
 $b > 0.2 \text{ m}$

2- $\frac{L}{r} < 60$

3. Para reducir las posibilidades de que se formen articulaciones plásticas en las columnas debe cumplirse en todas las juntas de marcos rígidos que la resistencia a la flexión de las columnas satisfaga la siguiente expresión.

$$\sum Z_c (F_{yc} - f_a) \geq \sum Z_v F_{yv}$$

En que $\sum Z_c$ y $\sum Z_v$ son las sumas de los módulos de sección plásticos de las columnas y vigas que concurren a la junta y $f_a \geq 0$ es el esfuerzo axial de diseño en las columnas.

Como una opción se permite el dimensionamiento de las columnas reduciendo el factor de resistencia de 0.9 a 0.7.

4. Para evitar una falla por cortante se calcula esté considerado la longitud de la columna igual a su altura libre y suponiendo que obran en sus extremos momentos del mismo sentido y de magnitud igual al momento máximo resistente que vale $Z_c (F_{yc} - f_a)$.

También en este caso se permite como una opción utilizar la fuerza cortante obtenida del análisis pero con un factor de resistencia de 0.7

5. Cuando $P_u / F_R P_n > 0.5$, en que P_u es la fuerza axial de diseño, F_R el factor de resistencia, y P_n la resistencia de la columna, se recomienda que además de las revisiones usuales se satisfagan las siguientes:

En compresión axial.

$$1.2 C_m + 0.5 C_V + 0.4 Q C_S \leq F_R P_n$$

en que C_m , C_V y C_S son las cargas debidas a carga muerta, carga viva y sismo y Q es el factor de comportamiento sísmico; se considera $0.4 Q \geq 1$. En zonas en que la carga viva puede ser importante (garages, lugares de reunión, etc, en vez de $0.5 C_V$ se tomará C_V)

En tensión axial

$$0.9 C_m - 0.4 Q \leq F_R P_n$$

$$0.4 Q \geq 1$$

Se pretende con esta revisión evitar que las fuerzas axiales se subestimen el reducir los efectos sísmicos para tener en cuenta el comportamiento inelástico de la estructura. Así como para tener en cuenta las aceleraciones verticales no consideradas normalmente en el diseño.

CONEXIONES

Los requisitos que deben satisfacerse en el diseño de las uniones tienen por objeto asegurar que las deformaciones plásticas que pueden presentarse en ellas durante la respuesta a sismos severos no tendrán lugar en los elementos de conexión, sino en alguna de las dos zonas adyacentes, la viga o la junta. El diseño no se hace para las fuerzas obtenidas en el análisis, sino para las resistencias nominales de los miembros que se emplean realmente en la estructura, evitando así que las uniones fallen antes de que se presenten las deformaciones inelásticas necesarias.

Una unión viga-columna se considera adecuada para desarrollar la resistencia de la viga si satisface alguna de las condiciones siguientes:

- a) Los patines de la viga se sueldan a tope, con penetración completa, a los de la columna, y el alma de la viga se conecta a la columna o a una placa vertical soldada a ella, con soldaduras capaces de desarrollar toda su resistencia, o de resistir, como mínimo, el 50 por ciento de la parte del momento plástico de la viga que corresponde al alma más la fuerza cortante que hay en ella, la que se transmite con soldadura adicional o con pernos de alta resistencia que trabajen por fricción.
- b) El módulo de sección plástico de los patines es mayor que el 70 por ciento del módulo de sección plástico de la viga completa (es decir, $b_p t_p (d - t_p) F_{yp} \geq 0.7 M_p$). Los patines de la viga se sueldan a tope, con penetración completa, a los de la columna, y el alma de la viga se conecta a la columna, directamente o a través de una placa, por medio de soldaduras o tornillos de alta resistencia que transmiten la fuerza cortante que haya en ella.
- c) $b_p t_p (d - t_p) F_{yp} \geq 0.7 M_p$. Los patines de la viga se sueldan a tope y el alma se suelda a la columna directamente o por medio de una placa, con una soldadura que tenga una resistencia de diseño no menor que el 20 por ciento de la resistencia nominal a la flexión del alma. La fuerza cortante en la viga se transmite con soldadura adicional o con pernos de alta resistencia que trabajen por fricción.
- d) La conexión, hecha con soldadura o con tornillos de alta resistencia, tiene características diferentes de las indicadas en a, b o c, pero se ha demostrado, por medios analíticos o experimentales, que posee la resistencia requerida. Cuando la demostración se haga analíticamente, la resistencia de diseño de la conexión será 25 por ciento mayor que la del elemento conectado, y no se supondrá que las soldaduras y los tornillos contribuyen a transmitir la misma fuerza.

Las condiciones señaladas en a, b y c, que han de cumplirse para que una conexión entre viga y columna desarrolle la resistencia de la primera, están basadas en resultados de laboratorio, obtenidos mediante ensayos estáticos y dinámicos. Cuando la resistencia en flexión de los patines es un porcentaje elevado de la resistencia de la sección completa, los primeros pueden transmitir el momento plástico por sí solos, gracias al endurecimiento por deformación, por lo que la conexión del alma puede diseñarse sólo para fuerza cortante. En cambio, en secciones en las que el alma contribuye significativamente a la resistencia a la flexión debe conectarse para que se transmita, a través de ella, la fuerza cortante completa y el porcentaje del momento plástico que le corresponde, con lo que se evita un endurecimiento por deformación excesivo de los patines.

Desde fines de los años 50 se cuenta con métodos, para diseñar ese tipo de conexiones sometidas a cargas estáticas, y unos diez años después para el diseño de conexiones viga-columna bajo sollicitaciones sísmicas intensas. Sin embargo, el temblor de Northridge produjo

fallas de tipo frágil en varios miles de conexiones, diseñadas y construidas de acuerdo con las normas en vigor.

En la figura 3 se muestran las conexiones trabe columna recomendadas para zonas sísmicas.

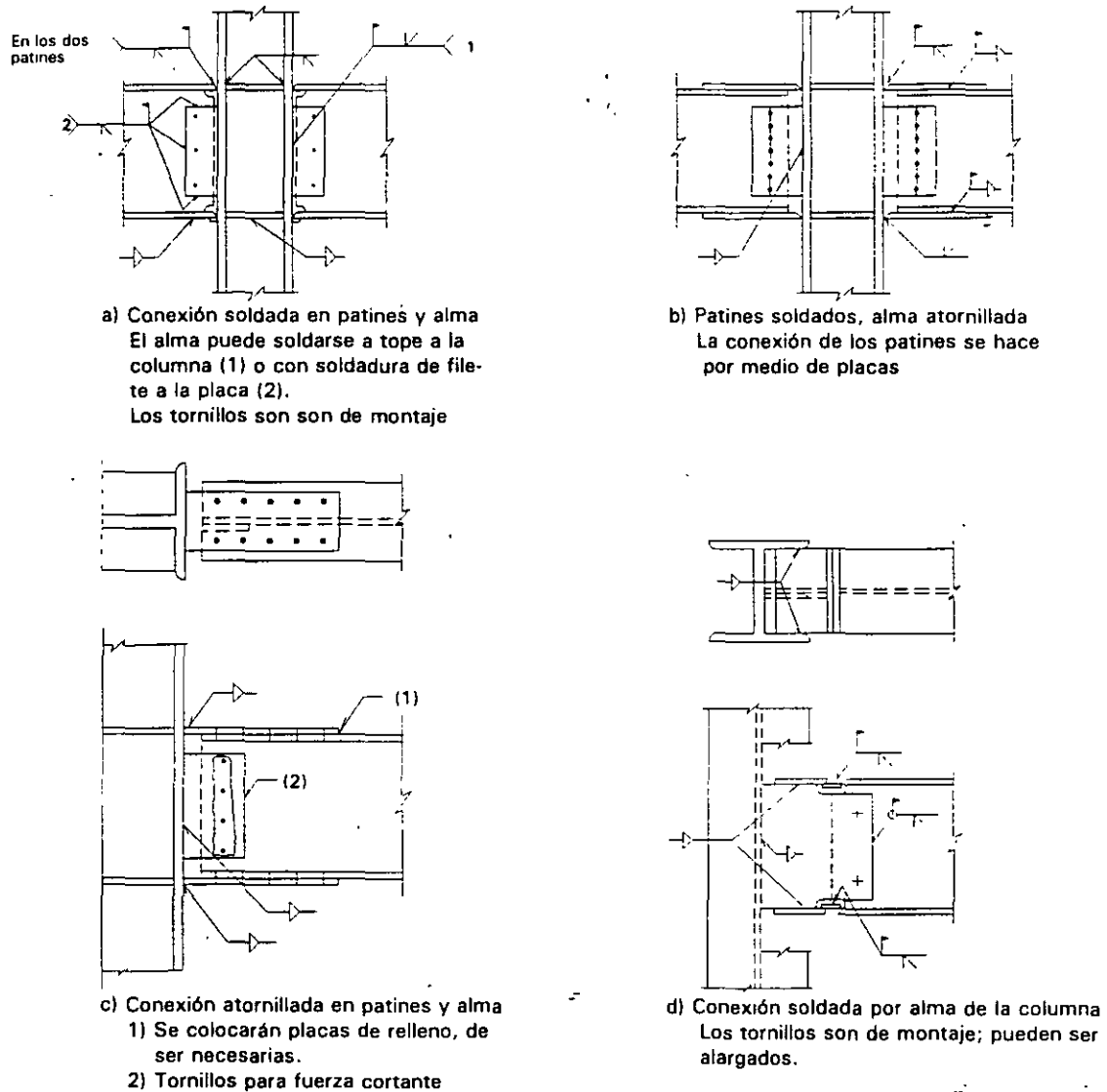


Figura 3 (Ref. 1)

En la figura 4 se muestran las fallas observadas en Northridge.

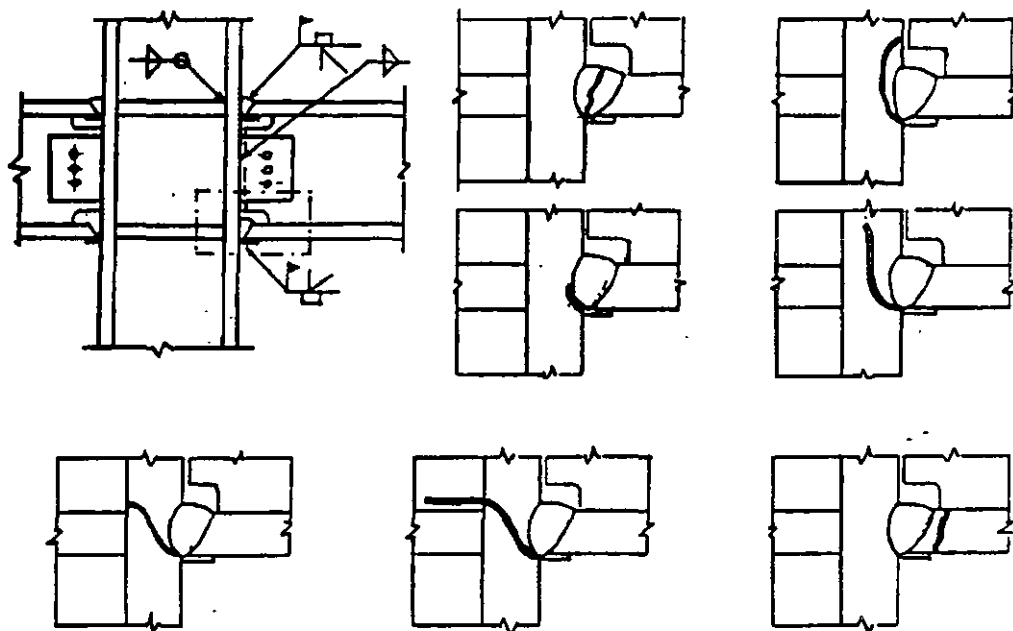


Figura 4 (Ref. 1)

Los problemas que se han mencionado con mayor frecuencia para explicar las fallas ocurridas en North ridge han sido:

1. Ejecución incorrecta de las soldaduras.
2. Grietas preexistentes en las soldaduras o en el metal base adyacente.
3. Esfuerzos residuales en las juntas, generados durante la construcción de la estructura, incluyendo la ejecución de las soldaduras.
4. Falla del patín de la columna, ocasionada por tensiones en la dirección del grueso.
5. Incremento de los esfuerzos de tensión en el patín inferior, debidos a la presencia de la losa en el patín superior, que levanta la posición del eje neutro.
6. Presencia de estados triaxiales de esfuerzos que propician un comportamiento frágil.
7. Concentración en pocos lugares de las uniones rígidas para soportar acciones sísmicas.

La solución, si se desea seguir utilizando conexiones soldadas, parece estar en reforzarlas para que su resistencia aumente, de manera importante, por encima de la de las vigas, de tal forma que las articulaciones plásticas se formen en éstas, sin exigir deformaciones significativas en las conexiones.

CONTRAVIENTOS

Los contravientos son elementos estructurales muy efectivos para incrementar la resistencia lateral de una estructura y reducir su deformación.

Al deformarse un contraviento disipa energía en la medida que adquiere deformaciones inelásticas. Es posible utilizar contravientos cruzados que podrían trabajar solo a tensión, su comportamiento histerético puede observarse en la fig. 5.

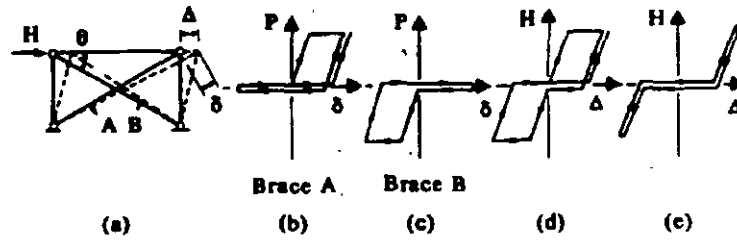


Figura 5 (Ref. 3)

Puede observarse que el contraviento disipa energía solo cuando la deformación excede la deformación máxima experimentada previamente, debe alargarse más cada ciclo. Si las deformaciones son menores que las correspondientes al esfuerzo de fluencia la disipación de energía es prácticamente nula. Este sistema se considera de baja disipación de energía.

Cuando los contravientos pueden trabajar también a compresión su comportamiento histerético mejora siempre que su esbeltez sea pequeña y no se presenten problemas de pandeo local, en las figuras se muestra el funcionamiento en curvas de histéresis que corresponden a este caso, (en la fig. 6 se presenta el comportamiento esquemático y en la fig. 7 se presenta el resultado de una prueba de laboratorio).

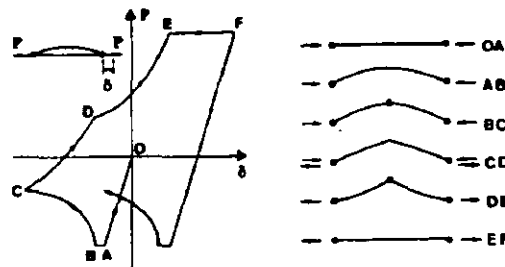


Figura 6 (Ref. 3)

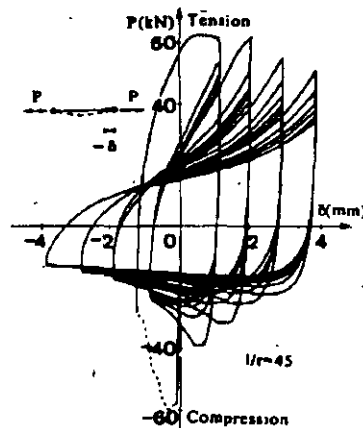


Figura 7 (Ref. 3)

La capacidad para disipar energía depende de la esbeltez de los elementos del contraventeo y se pierde rápidamente si la esbeltez crece.

Algunas recomendaciones para el diseño de miembros de contraventeo son las siguientes:

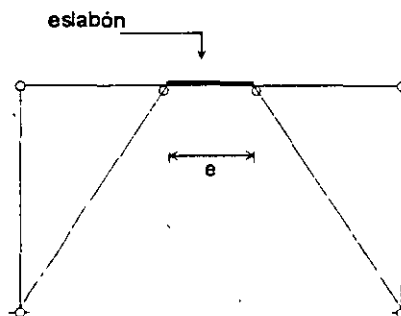
- 1- La relación de esbeltez no será mayor que 60. Con ello se busca contar con cierta capacidad para disipar energía posterior al pandeo.
2. La resistencia a compresión será $0.8 F_R P_n$, es decir el 80% de la que se acepta en columnas con carga estática.
3. Los perfiles utilizados deben tener relaciones ancho/grueso correspondientes a secciones tipo 1 ó 2.

CONTRAVIENTOS EXCÉNTRICOS

La ductilidad de marcos contraventeados es limitada, la disipación de energía relativamente pequeña y las fuerzas que han de resistir, por lo mismo, importantes. Con el fin de buscar un sistema que tenga la rigidez de sistemas contraventeados pero pueda, al mismo tiempo, disipar cantidades importantes de energía se han desarrollado los contraventeos excéntricos.

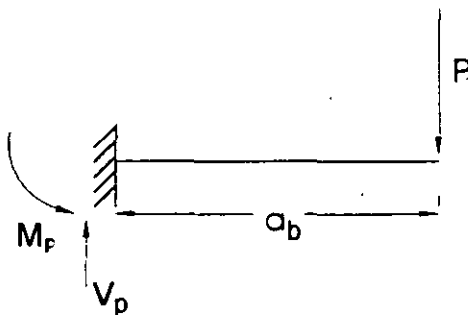
Los contravientos se separan de los nudos a los que en un caso convencional concurren, propiciando una zona en la que se presentan deformaciones inelásticas importantes si se impide su pandeo mediante un arriostramiento adecuado.

El comportamiento está definido por las características del eslabón



La deformación inelástica puede ser producida por fluencia debida a flexión, a cortante o a una combinación de las dos.

El límite entre un caso y otro puede definirse como sigue:



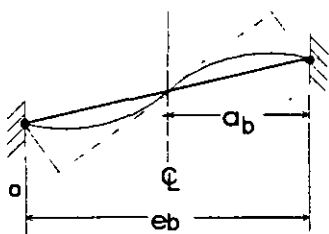
$$\alpha b = \frac{M_p}{V_p}$$

$$M_p = Z_x F_y$$

$$V_p = 0.6 F_y d t w$$

M_p y V_p son el momento y el cortante que producirán la fluencia de la sección
 αb es la longitud para la que M_p y V_p ocurren simultáneamente

Puede suponerse que $e b = 2 \alpha b \quad \therefore$



$$e b = \frac{2 M_p}{V_p}$$

$e b$ es la longitud balanceada del eslabón.

En realidad no existe un límite exacto entre el comportamiento a flexión y la cortante de modo que debe reconocerse la existencia de una región de transición; de pruebas realizadas puede deducirse que si $e \leq \frac{1.6 M_p}{V_p}$ el comportamiento del eslabón puede considerarse como si la

fluencia se presentara por cortante puro; si $e \geq \frac{5 M_p}{V_p}$ la fluencia ocurre por flexión pura, sin

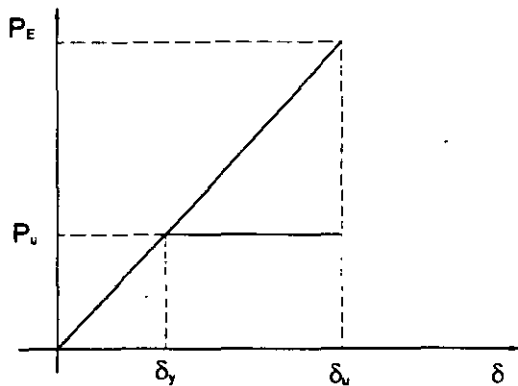
embargo esta hipótesis (fluencia por flexión pura) es aceptable desde que $e > \frac{2.6 M_p}{V_p}$

teniendo en cuenta una longitud adecuada L_p de la articulación plástica; se requiere $L_p = 0.5 d$ para $e > \frac{2.6 M_p}{V_p}$ y de $L_p = d$ para $e = 5 \frac{M_p}{V_p}$, debiendo interpolarse para casos intermedios.

Cuando el mecanismo que domina es el de cortante puede suponerse que V_p es cortante en toda la longitud e del eslabón.

De acuerdo con las normas actualmente en vigor la deformación lateral máxima permitida para una estructura está dada por $\delta_{\max} = 0.012 H$, siendo H la altura de la construcción.

Este desplazamiento es el inelástico, esto es, el calculado con las fuerzas de diseño multiplicadas por el factor de comportamiento, como sigue:



$$\delta_u = P_E / K$$

$$P_u = \frac{P_E}{Q}$$

$$\delta_u - \delta_y = \delta_p$$

Esta parte de la hipótesis que comúnmente se acepta de que la deformación inelástica y la elástica pueden considerarse iguales para fines prácticos. Evidentemente ello no coincide con la idea de igualar energías e implica la misma δ_u para cualquier Q' , pero se acepta como una aproximación válida y en ciertos casos más realista.

La máxima deformación lateral de un marco está relacionada con la máxima rotación de las articulaciones plásticas y de los eslabones y con la disipación de energía correspondiente.

Los contraventeo excéntricos se diseñan de modo que las deformaciones inelásticas ocurran en los eslabones, el resto de los elementos del sistema deben permanecer elásticos.

El AISC (2) en sus recomendaciones para edificios construidos en zonas sísmicas proporciona criterios para diseñar contravientos excéntricos, definiendo las características que deben cumplir las zonas en que se proporciona la excentricidad, "eslabones", para que en ellos pueda producirse la plastificación que permite el comportamiento inelástico del sistema.

Se especifica que el resto de la estructura debe permanecer elástico ante las fuerzas que provocarían la fluencia de los eslabones.

Se establecen las recomendaciones siguientes:

a) En los eslabones debe cumplirse que el esfuerzo cortante no exceda la resistencia de diseño. Esto es:

$$V_u < F_r V_n$$

en que $F_r V_n$ es el menor de $(F_r V_p)$ ó $(2F_r \frac{M_p}{e})$

$$V_p = 0.6 F_y A_w \text{ (cortante que ocasiona la fluencia)}$$

$$F_r = 0.9$$

e = longitud del eslabón

M_p = momento plástico de la viga.

A_w = Area del alma

b) Si la fuerza axial en el eslabón es menor que $0.15 P_y$, el efecto de dicha fuerza puede despreciarse.

c) Si la carga axial en la zona de liga excede $0.15 P_y$ se requiere que la resistencia a cortante de esa zona sea la menor de:

$$F_R V_{Pa} \quad \text{ó} \quad 2F_R M_{Pa} / e$$

donde

$$V_{Pa} = V_P \sqrt{1 - \left(\frac{P_u}{P_y}\right)^2}; \quad M_{Pa} = 1.18M_P \left[1 - \frac{P_u}{P_y}\right]$$

Además la longitud del eslabón no excederá de:

$$\left[1.15 - 0.5\left(\frac{A_w}{A_g}\right)\right] 1.6 \frac{M_P}{V_P}; \quad \text{para} \quad \rho\left(\frac{A_w}{A_g}\right) \geq 0.3$$

$$1.6 \frac{M_P}{V_P}; \quad \text{para} \quad \rho\left(\frac{A_w}{A_g}\right) < 0.3$$

en que: $\rho = \frac{P_u}{V_u}$; $A_w = \text{área del alma}$
 $A_g = \text{área total}$

d) El ángulo de rotación de las articulaciones se limita en función de la relación M_P/V_P de tal modo que si la longitud del eslabón $e < 1.6 \frac{M_P}{V_P}$, (caso en que sus deformaciones son básicamente de cortante):

$$\Phi_{\max} = 0.09 \text{ radianes}$$

y si $e > 2.6 \frac{M_P}{V_P}$, (caso en que las deformaciones son básicamente por flexión):

$$\Phi_{\max} = 0.03 \text{ radianes}$$

Pudiéndose interpolar en casos intermedios.

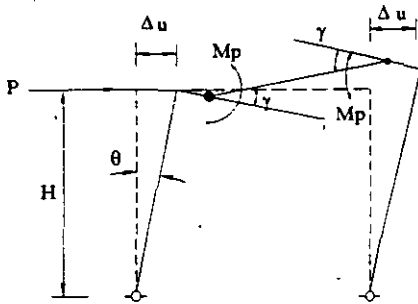
Los eslabones deben atiesarse adecuadamente para permitir un comportamiento dúctil y estable bajo cargas cíclicas.

Hay que cumplir también ciertos requisitos de modo que puedan transmitirse los momentos, cortantes y torsiones que se produzcan al deformarse el eslabón, se trata de que la fluencia se restrinja a los eslabones, por ello el diseño de los contravientos, columnas y vigas se hace para las fuerzas creadas cuando actúa el eslabón incrementadas para tener en cuenta la posibilidad de su sobrerresistencia, se sigue así el principio de diseño por capacidad que proporciona los elementos de una estructura para que esta se comporte de la forma prevista con deformaciones inelásticas precisamente en zonas debiles preparadas para ello.

La eficiencia de un sistema estructural en zonas sísmicas puede medirse en función de la energía que es capaz de liberar. Esta energía puede estimarse teniendo en cuenta que las normas limitan el desplazamiento relativo máximo entre niveles y haciendo coincidir este desplazamiento con la fluencia del sistema.

Lo anterior se aplicará enseguida a algunos casos sencillos para comparar su capacidad de disipación de energía inelástica.

A) MARCO SIMPLE.



Considerando conservadoramente

$$\Delta u = \Delta p$$

$$\text{Si } \Delta u = 0.012H; \quad \Delta u = \text{desplazamiento máximo aceptado}$$

$$\Theta = \frac{\Delta u}{H} = 0.012 \text{ radianes}$$

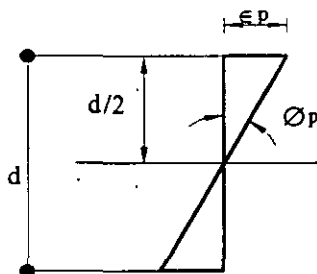
$$\gamma \cong \theta \quad \Delta p = \text{desplazamiento plástico}$$

La energía inelástica desarrollada por el sistema al adquirir la deformación máxima sería:

$$\underline{U_i = 2M_p \gamma = 0.024M_p}; \quad M_p \text{ es el momento plástico del cabezal}$$

La rotación de la articulación plástica se recomienda limitarla a 0.03 radianes cuando las deformaciones son principalmente de flexión, como ocurre en este caso (AISC).

Esta limitación proviene de aceptar una deformación unitaria máxima de $15 \epsilon_y$ en las zonas más deformadas de la sección recta de la viga, y una longitud de la articulación plástica $L_p = d$ como sigue:



$$\Theta_p = \frac{\epsilon_p}{d/2}$$

$$\gamma = \Theta_p L_p$$

$$\epsilon_p = 15 \epsilon_y$$

$$\gamma = \frac{15 \epsilon_y L_p}{d/2}$$

d = peralte de la viga.

Θ_p = rotación plástica por unidad de longitud.

ϵ_p = deformación plástica unitaria

L_p = longitud de la articulación plástica

Figura 9

si $L_p = d$

$$\gamma = 30 \epsilon_y = 30 \times 0.00124 = 0.0372 \text{ radianes} \cong 0.03$$

Esta condición se cumple en el caso anterior dado que: $0.012 < 0.03$

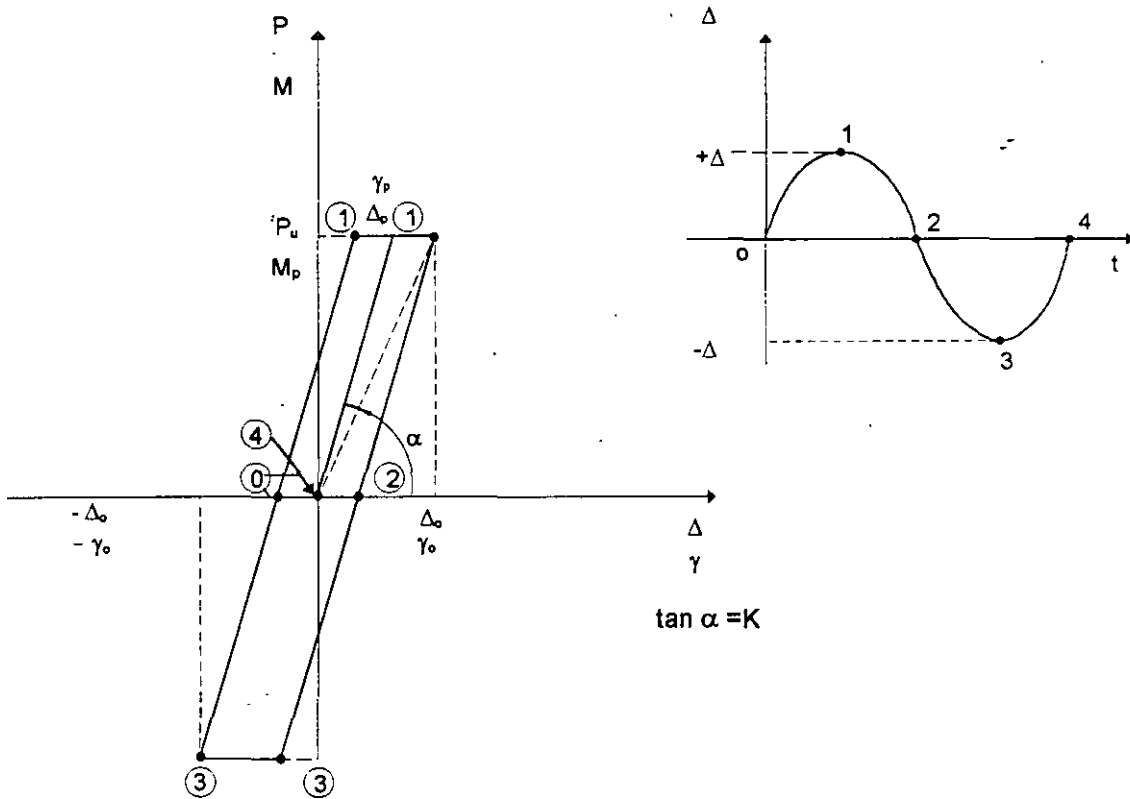
La fuerza necesaria para producir esta deformación sería

$$P_u \Delta u = 2M_p \gamma = 2M_p \theta$$

$P_u = \frac{2M_p}{H}$ que es la carga última que puede soportar el marco para no exceder la deformación límite

Si esta deformación coincide con la amplitud de vibración del sistema, puede obtenerse la energía disipada por ciclo, estableciendo el diagrama de histéresis.

ENERGÍA DISIPADA POR CICLO.



La energía que se disipa por ciclo es el área bajo el diagrama de histéresis.

$$E_D = 2P_u \Delta_p$$

$$E_D = 2M_p \gamma_p / \text{articulación plástica}$$

Si esta estructura tuviera un periodo de vibrar de 1 seg. y estuviera en un lugar con periodo del sitio de 2 seg, utilizando la tabla 1, que da una idea burda de la energía que debe disiparse se podría tener una idea del valor necesario de M_p , para disiparla en un ciclo:

$$0.56W = 4 M_p \gamma = 0.048 M_p;$$

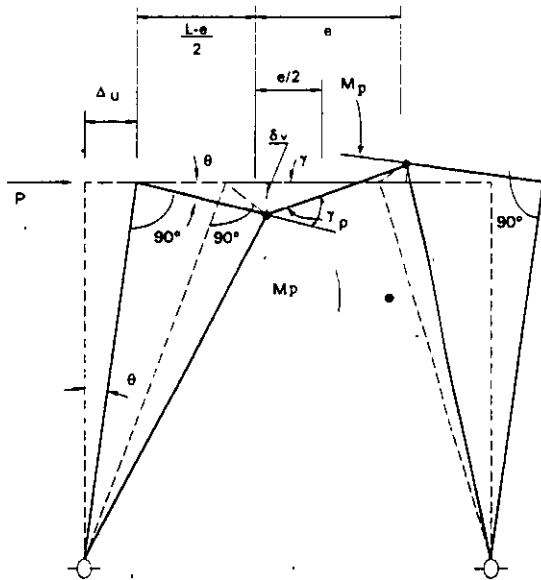
$$M_p = \frac{0.56W}{0.048} = 11.6W$$

en que M_p esta en ton-cm y W en ton.

B) MARCO CON CONTRAVENTE EXCÉNTRICO

Un marco con contravente excéntrico puede tratarse en forma similar.

Si $e > \frac{2.6M_p}{V_p}$ las deformaciones son por flexión:



$$\Delta u = 0.012H$$

$$\theta = \frac{\Delta u}{H}$$

$$\theta = 0.012$$

$$\theta = \frac{\delta_v}{(L-e)/2}$$

$$\delta_v = \frac{L-e}{2}\theta$$

$$\gamma = \frac{\delta_v}{e/2} = \frac{L-e}{e}\theta$$

$$\gamma_P = \theta + \frac{L-e}{e}\theta$$

$$\gamma_P = \theta \left(1 + \frac{L-e}{e}\right)$$

Figura 10

$$U_i = 2M_p\gamma_P = 2M_p\theta \left(1 + \frac{L-e}{e}\right) ; M_p \text{ es el momento plástico del cabezal.}$$

$$U_i = 0.024M_p \left(1 + \frac{L-e}{e}\right)$$

$$\text{Si } e = \frac{L}{3}$$

$$\gamma_P = 0.012 \left(1 + \frac{\frac{2}{3}L}{\frac{L}{3}}\right)$$

$$\gamma_P = 0.012 \left(1 + \frac{2 \times L}{3L}\right)$$

$$\gamma_P = 0.036$$

$$U_i = 0.072M_p$$

En este caso se excede el valor máximo de $\gamma_p = 0.0$; por lo que U_i se limitará a su valor máximo

$$U_i = 2\gamma_p M_p$$

$$\underline{U_i = 0.06M_p}$$

que es, considerablemente mayor que el del caso anterior.

La fuerza para producir la deformación Δu sería: $P \Delta u = 0.06M_p$; pero $\Delta_u = \frac{0.012}{0.072} 0.06 = 0.01$ ya que con 0.012 se excede γ_p

para que el eslabón fluya por flexión:

$$0.01 PH = 0.06M_p; \quad P = 6 \frac{M_p}{H}; \quad e > \frac{2.6 M_p}{V_p} \quad \therefore V_p > \frac{7.8 M_p}{L}$$

Para disipar la energía total en un ciclo

$$0.56 W = 0.12 M_p \quad \therefore M_p = 4.7 W$$

Si $e < 1.6 \frac{M_p}{V_p}$ el trabajo será básicamente de cortante

$$dU_i = V_p \gamma_p dx$$

en que V_p y γ_p son constantes

$$U_i = V_p \gamma_p e$$

El AISC recomienda en este caso un máximo para

γ_p de 0.09

$$\underline{U_{i\max} = 0.09 V_p e} \quad \text{y } P \text{ será : } P = \frac{0.09 V_p e}{0.012 H} = 7.5 \frac{V_p e}{H}$$

por otro lado debe cumplirse:

$$\gamma_p = \theta \left(1 + \frac{L-e}{e} \right) = 0.012 \left(1 + \frac{L-e}{e} \right)$$

pero $\gamma_p < 0.09$

$$\therefore e > \frac{L}{7.5}$$

entonces:

$$\frac{L}{7.5} < e < 1.6 \frac{M_p}{V_p}$$

para $\gamma_p = 0.09$

$$e = \frac{L}{7.5}$$

$$e = \frac{L}{7.5} < 1.6 \frac{M_p}{V_p} \therefore V_p \leq \frac{12 M_p}{L}$$

para disipar la energía total en un ciclo

$$0.56 W = 0.18 V_p e \therefore V_p e = 3.1 W$$

C) MARCO CON CONTRAVENTEO EXCÉNTRICO Y ESLABONES VERTICALES

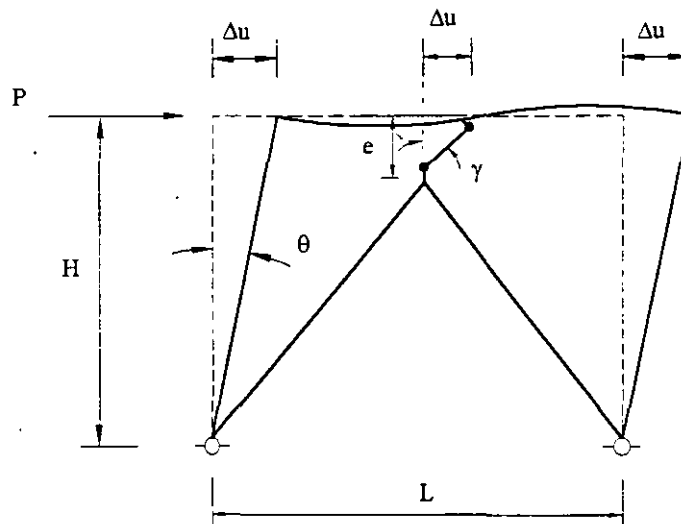


Figura 11

En este caso la condición más eficiente ocurre con eslabones cortos trabajando a cortante, para ello $e < 1.6 \frac{M_p}{V_p}$.

El valor de γ_p se limita como máximo a 0.09

La energía máxima que puede liberarse en este caso será:

$$U_1 = \gamma_p V_p e = 0.09 V_p e$$

$$\text{como: } \gamma_p = \frac{0.012H}{e} \leq 0.09 ; \quad e \geq 0.13 H$$

y por lo tanto debe cumplirse que:

$$0.13H \leq e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p}$$

$$\text{Además: } \gamma_p = \frac{\Delta_u}{e}; \quad U_1 = \frac{\Delta_u}{e} V_p e = \Delta_u V_p = P \Delta_u$$

$$\therefore V_p = P$$

C1) CONTRAVENTEOS EXCENTRICO CON ESLABONES VERTICALES DE PLACAS

El sistema está formado por una placa (o una serie de placas) cuya forma hace que toda su longitud se plastifique bajo la acción de un momento cuyo valor cambia de un máximo en los extremos de la placa a cero en el centro, del mismo modo que lo hace el ancho de la placa. (Amortiguadores ADAS) (7).

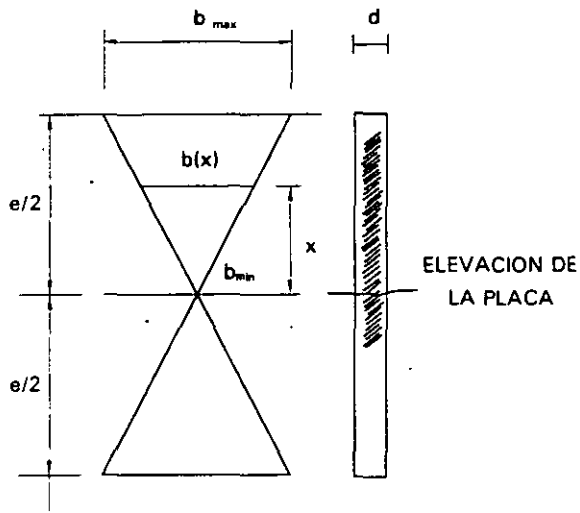
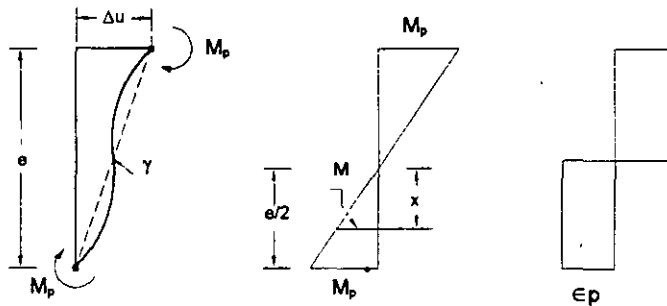


Figura 12



Distribución de deformaciones, momentos y giros.

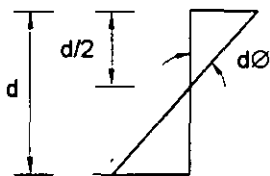
M_p es el momento plástico correspondiente a las secciones externas.

ϵ_p deformación unitaria correspondiente a la plastificación de la sección.

$$M = M_p \frac{2x}{e}$$

$$\epsilon = \epsilon_p$$

En cualquier sección se tiene:



$$\epsilon_x dx = \frac{d}{2} d\theta,$$

$$d\theta = \frac{2 \epsilon_x}{d} dx$$

$$\text{para } M_p; d\theta = \frac{2 \epsilon_p}{d} dx$$

La energía liberada en cualquier sección al alcanzar la deformación máxima es:

$$dU = Md \varnothing = \left(M_p \frac{2x}{e} \right) \frac{2 \epsilon_p}{d} dx$$

$$dU = M_p \frac{4x}{e} \frac{\epsilon_p}{d} dx = M_p \frac{4 \epsilon_p}{ed} x dx$$

$$= 2M_p \int_0^{e/2} \frac{4 \epsilon_p}{ed} x dx = M_p \frac{8 \epsilon_p}{ed} \int_0^{e/2} x dx$$

$$\int_0^{e/2} x^2 dx = \left[\frac{x^2}{2} \right]_0^{e/2} = \frac{e^2}{8}$$

$$= \frac{8 \epsilon_p}{ed} \frac{e^2}{8} M_p = \frac{\epsilon_p e}{d} M_p$$

$$\epsilon_p = 15 \epsilon_y = 0.0186$$

$$= 0.0186 M_p \frac{e}{d}$$

$$P_u \Delta_u = 0.012 H P_u = 0.0186 M_p \frac{e}{d} \therefore P_u = 1.55 M_p \frac{e}{d}$$

M_p puede encontrarse conociendo P_u o la energía a liberar
Por otro lado

$$P_u \Delta_u = V_p \Delta_u = \frac{2M_p}{e} 0.012 H = 0.0186 M_p \frac{e}{d}$$

$$1.29 H = \frac{e^2}{d} \therefore e = \sqrt{1.29 Hd}$$

El eslabón no debe fluir por cortante, por tanto

$$V_p \leq 0.6 F_y b_{\min} d$$

$$\frac{2M_p}{e} \leq 0.6 F_y b_{\min} d$$

$$b_{\min} > \frac{2M_p}{0.6 F_y d e} = \frac{2 b_{\max} d^2 F_y}{4 \times 0.6 F_y d e} = 0.83 \frac{b_{\max} d}{e}$$

$$b_{\min} > 0.83 b_{\max} \frac{d}{e}$$

b_{\min} y b_{\max} son los anchos mínimo y máximo de la sección.

En resumen, si $\Delta_u = 0.012 H$

$$e = \sqrt{1.29 Hd}$$

$$\frac{d}{e} < 1.2$$

$$b_{\min} > 0.83b_{\max} \frac{d}{e}$$

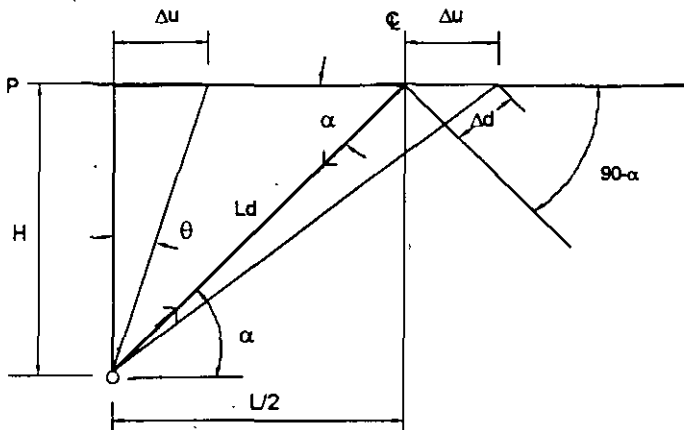
$$P_u = 0.0186 n M_p \frac{e}{d}$$

$$n = n^\circ \text{ de placas}$$

Si bien la eficiencia de este sistema no necesariamente es mayor que la de los contraventeos excéntricos convencionales, tiene la gran ventaja de que las placas pueden sustituirse en caso necesario con facilidad.

D) CONTRAVENTEOS CON AMORTIGUADORES DE FRICCIÓN

En este caso los contraventeos no necesitan ser excéntricos, la energía se disipa por el deslizamiento de tornillos de fricción de alta resistencia colocados en agujeros ovalados (8). El deslizamiento se presenta al ocurrir la carga F_d para la que han sido diseñados, esta carga ocurrirá cuando, como en los casos anteriores, el desplazamiento horizontal del marco sea el desplazamiento último aceptado (Δ_u)



$$\cos \alpha = \frac{\Delta d}{\Delta u}$$

La energía disipada al alcanzar la deformación máxima será:

$$U_i = 2F_d \Delta_d$$

como:

$$\Delta_u = 0.012H$$

$$U_i = 0.024HF_d \cos \alpha$$

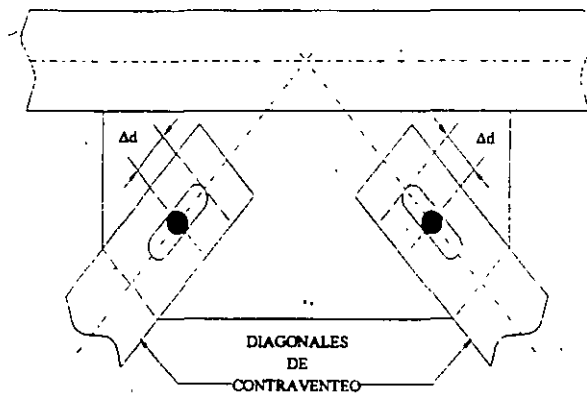
en que F_d es la fuerza en la diagonal (que produce el deslizamiento)

Por otro lado, la fuerza P_u será:

$$P = \frac{0.024HF_d \cos \alpha}{0.012H} = 2F_d \cos \alpha$$

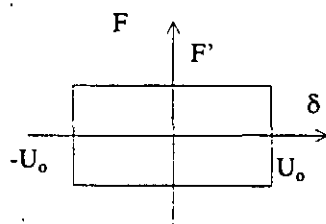
debiendo tener la posibilidad de un deslizamiento

$$\Delta_d = \Delta_u \cos \alpha$$



Detalle de intersección de diagonales y cabezal

La energía disipada por fricción en un ciclo de vibración con amplitud U_0 , es el área bajo el diagrama de histeresis definido por la relación fuerza desplazamiento



$$U = 4 F U_0$$

$$\text{si } F = F_d, \text{ y } U_0 = \Delta d$$

$$U = 4 F_d \Delta d$$

$$U = 0.048 H F_d \cos \alpha \text{ por cada diagonal}$$

En el caso particular tratado:

$$0.56 W = 0.048 H F_d \cos \alpha \therefore F_d = \frac{11.66W}{H \cos \alpha}$$

Conocida la energía inelástica disipada es posible obtener el valor del factor de ductilidad Q de cada estructura, para ello supondremos nuevamente que la energía correspondiente al comportamiento elástico de una estructura es igual a la correspondiente a la misma estructura si ésta se comporta de manera inelástica a partir de cierto valor de su desplazamiento. Esto es:

$$P = \frac{0.024HF_d \cos \alpha}{0.012H} = 2F_d \cos \alpha \quad U_E = U_I + U_Y$$

en que U_Y es la energía elástica almacenada por la estructura y U_I la disipada inelásticamente. Teniendo en cuenta que la energía es proporcional al cuadrado de la amplitud del movimiento puede escribirse:

$$\frac{U_E}{U_Y} = Q^2 \quad \therefore U_Y = \frac{U_E}{Q^2} \quad ; \quad U_E \left(1 - \frac{1}{Q^2}\right) = U_I; \quad Q = \frac{1}{\sqrt{1 - \frac{U_I}{U_E}}}$$

si $U_I = 0$; $Q = 1$; si $U_I = U_E$; $Q = \infty$

En una estructura contraventeada con todos sus elementos trabajando básicamente a carga axial:

$$U_E = \frac{1}{2} \sum_1^r \frac{S_r^2 \max L_r}{A_r E_r}$$

en que S_r , L_r , A_r y E_r son la fuerza, la longitud, el área y el módulo de elasticidad de los elementos del sistema.

En un marco en que el trabajo es básicamente a flexión

$$U_E = \frac{1}{2} \int_1^r \frac{M_r^2 dx}{EI_r}$$

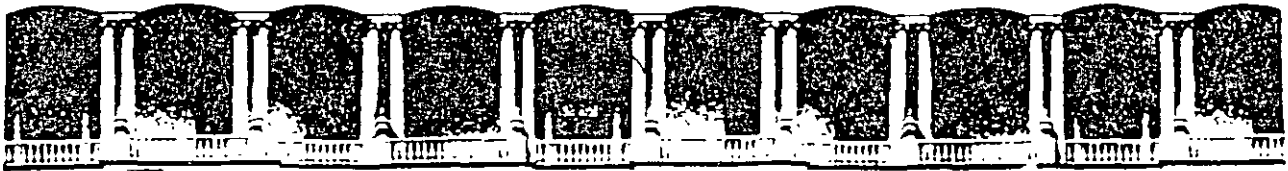
en que M_r e I_r son el momento flexionante y el momento de inercia de los elementos del sistema.

El valor de Q es una medida de la eficiencia de un sistema estructural ya que cuanto mayor sea este valor menores serán las fuerzas sísmicas con las que deba diseñarse.

El criterio establecido puede extenderse a construcciones más complejas si se fijan los desplazamientos que producirán la fluencia del sistema y se preparan las zonas en que han de ocurrir las deformaciones inelásticas haciéndolas más débiles que el resto de la construcción, de modo que éste permanezca elástico.

REFERENCIAS.

1. Oscar de Buen "Comentarios a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas, D.D.F., Series del Instituto de Ingeniería No. E53, México, D.F., 1993
2. AISC "Seismic Provisions for Structural Steel Building", American Institute of Steel Construction, Inc, Chicago, IL. 60601-2001, 1992.
3. M. Waskabyshi y M. Nakashima "Dynamics", Constructional Steel Design, Elsevier Applied Science, London and New York, 1992
4. R. W. Clough y J. Penzien "Dynamics of Structures", McGraw Hill, 1993
5. R. Englekirk "Steel Structures", John Wiley and Sons, INC, New York, 1994.
6. J. L. Sanchez "Reparación de Estructuras dañadas por sismo", Academia Mexicana de Ingeniería, México, D.F., 1994
7. E. Martinez Romero "Mejoramiento de la respuesta sísmica de edificios dañados por sismo, mediante la adición de elementos disipadores de energía", Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, México, D.F., 1990
8. J. L. Sanchez y F. Alcocer "Ideas relativas al comportamiento estructural de Construcciones rigidizadas con elementos metálicos" Simposio Internacional de Estructuras de Acero, 1993.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

XXII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA

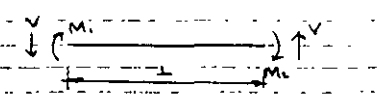
MOD. IV DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

**TEMA: CORTANTE EN ELEMENTOS DE CONCRETO
REFORZADO.**

PROF. DR. OSCAR LOPEZ BATIZ

CORTANTE EN ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO ✓

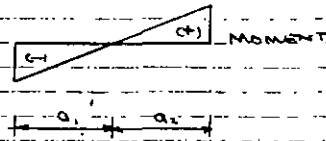
TIPOS DE FALLAS MAS IMPORTANTES DONDE INTERVIENE EL FENOMENO DE TRANSMISION DE FUERZA CORTANTE. LA CLASIFICACION Y DIFERENCIACION DE FALLAS SE HACE, GENERALMENTE, EN FUNCION DEL DENOMINADO "CLARO DE CORTANTE". ESTE CLARO DE CORTANTE SE DEFINE COMO LA PARTE DEL ELEMENTO SUJETO A DISTRIBUCION DE CORTANTE CONSTANTE, DONDE EL MOMENTO FLEXIONANTE VARIA DE UN VALOR MAXIMO A CERO.



CLARO DE CORTANTE: a_1 y a_2

LA RELACION CLARO DE CORTANTE

A PERALTE ES EL PARAMETRO MAS IMPORTANTE PARA DIFERENCIAR EL



FENOMENO DE CORTANTE:

$$a/d = M/V/d$$

FALLA DE CORTANTE POR TENSION

FALLA DE CORTANTE POR COMPRESION

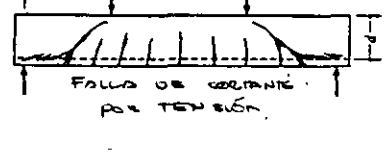
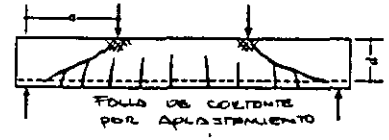
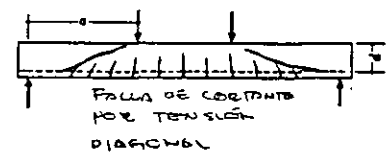
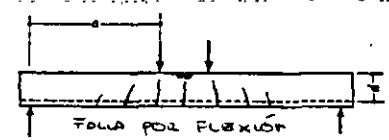
FALLA DE CORTANTE POR TENSION DIAGONAL

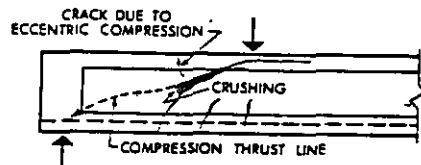
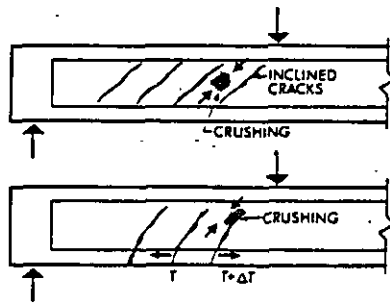
ESTAS SON FALLAS DE TIPO FRAGIL. LAS DOS PRIMERAS SON PROPIAS DE ELEMENTOS CORTOS CON RELACION a/d EN EL RANGO SIGUIENTE. $1 < a/d < 2.5$. LA TERCERA ES PROPIA DE ELEMENTOS LARGOS, DONDE $a/d > 2.5$

Fallas por flexion y cortante. Se presentan en elementos largos ($a/d > 2.5$), donde posterior a la fluencia

DE ACERA DE REFUERZO LONGITUDINAL POR FLEXION, SE PRESENTA LA FALLA POR CORTANTE (PUDIENDO SER DEL TIPO DE TENSION DIAGONAL, O DE COMPRESION). ESTE TIPO DE FALLA SE CONSIDERA TIPO DUCTIL POR LA PRESENCIA DE CIERTO NIVEL DE DEFORMACION POSTERIOR A LA FLUENCIA POR FLEXION, ESTO ES EL ELEMENTO TIENE UN CIERTO GRADO DE DUCTILIDAD

- FALLAS POR FLEXION, ADHERENCIA Y CORTANTE. SE PRESENTA TAMBIEN EN ELEMENTOS LARGOS ($a/d > 2.5$), DONDE, POSTERIOR A LA FLUENCIA POR FLEXION DEL REFUERZO LONGITUDINAL, SE PRESENTA PROBLEMAS DE ADHERENCIA ACERO-CONCRETO CONSTITUYENDOSE EN EL LIMITE PARA TRANSMITIR FUERZAS CORTANTES. ESTE TIPO DE FALLA TAMBIEN ES CONSIDERADO TIPO DUCTIL, POR NO SER BRUSCA Y PERMITE CIERTA CAPACIDAD DE DEFORMACION SIN DEGRADACION APRECIABLE DE LA RESISTENCIA MAXIMA.



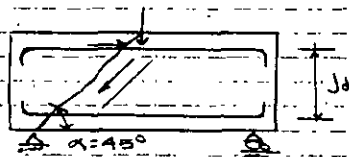


FALLO POR APLASTAMIENTO EN EL ESTADO A COMPRESIÓN DEL MECANISMO DE OBLIC.

FALLOS POR APLASTAMIENTO EN EL ESTADO A COMPRESIÓN DEL MECANISMO ARMADO (MEDIA ALTURA DE PERALTE DEL ELEMENTO).

Mecanismos de resistencia ante fuerza cortante

EN 1989 RITTER propuso las BASES para la DINOLOGIA DE LA DEMANDA CLASICA, CONSIDERANDO ÚNICAMENTE LA CONTRIBUCIÓN DE ACERO DE REFUERZO LATERAL.



$$V = \frac{A_w \cdot f_v \cdot J_d}{s}$$

Prácticamente la expresión que se emplea actualmente. Sin embargo, RITTER suponía un

comportamiento de "DOVELA" del refuerzo lateral. Más que de TENSIÓN.

POSTERIORMENTE EN 1903 MÖRSCH CONSIDERANDO LA DISTRIBUCIÓN DE LOS ESFUERZOS PRINCIPALES Y LA ORIENTACIÓN Y APARICIÓN DE AGRIETAMIENTO POR CORTANTE, DEFINIÓ EL AGRIETA-

MIENTO POR "TENSIÓN DIAGONAL".

SEGUN LA TEORIA CLASICA DE LA ARMADURA (RITTER), POSTERIOR AL AGRIETAMIENTO POR CORTANTE, TODA LA FUERZA ES TRANSMITIDA POR EL ACERO. SIN EMBARGO, A PRINCIPIOS DE SIGLO, TALBOT CALCULO LOS ESFUERZOS QUE SE REQUERIRAN EN EL ACERO LATERAL AL MOMENTO DE LA FALLA, NOTANDO QUE DEBERIAN SER NOTORIALMENTE MAYORES. FUE ASI QUE PROPUSO:

$$V_u = V_s + V_c$$

Donde: V_s , contribución del acero lateral $\approx 2/3 V_u$

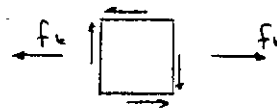
V_c , contribución del concreto $\approx 1/3 V_u$

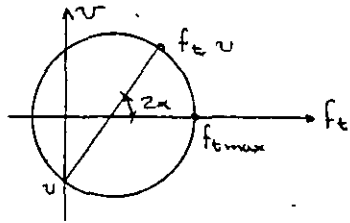
EN LA DECADE DE 1950-1960 SURTIERON LAS TEORIAS DE RESISTENCIA ULTIMA, SIENDO LAS MAS IMPORTANTES LAS TEORIAS DE ACERO, DE ARMADURA Y LA CONJUNCIÓN DE ESTOS.

Para la determinación del agrietamiento por corte, el

PCI propone una simplificación, al relacionar las fuerzas por tensión diagonal con la magnitud de los esfuerzos principales de tensión.

Sea un elemento homogéneo sujeto a flexión y cortante. Los esfuerzos máximos estarán definidos por el círculo de Mohr como se indica:





$$f_{tmax} = \frac{f_c}{2} + \sqrt{\left(\frac{f_c}{2}\right)^2 + v^2} \quad (1)$$

$$\text{Si } v = k_1 \frac{V_u}{bd} \quad (2)$$

Por flexión:

$$M_u \propto f_s A_s d$$

$\Rightarrow f_s \propto M_u / A_s d$; donde α significa proporcional

\therefore Si el esfuerzo a tensión en el concreto es:

$$f_c \propto \frac{E_c}{E_s} f_s \propto \frac{E_c}{E_s} \left(\frac{M_u}{A_s d} \right)$$

$$\text{y } E_c / E_s = 15000 \sqrt{f_c} / E_s \quad (\text{según ACI})$$

$$f_c \propto \frac{M_u \sqrt{f_c}}{E_s A_s d} \propto \frac{M_u \sqrt{f_c}}{bd^2 A_s E_s} \propto \frac{M_u \sqrt{f_c}}{bd^2 \rho E_s}$$

$$\Rightarrow f_c = \frac{k_2}{E_s} \frac{\sqrt{f_c}}{\rho} \frac{M_u}{bd^2} \quad (3)$$

Si la resistencia a tensión del concreto se puede expresar como función de f_c :

$$f_{tmax} = k_3 \sqrt{f_c} \quad (4)$$

Sustituyendo (2), (3) y (4) en (1)

$$k_3 \sqrt{f_c} = \frac{1}{2} \frac{k_2}{E_s} \frac{\sqrt{f_c}}{\rho} \frac{M_u}{bd^2} + \sqrt{\left(\frac{1}{2} \frac{k_2}{E_s} \frac{\sqrt{f_c}}{\rho} \frac{M_u}{bd^2}\right)^2 + \left(k_1 \frac{V_u}{bd}\right)^2}$$

MODIFICANDO LA EXPRESIÓN:

$$k_3 \sqrt{f_c} = \frac{V_u}{bd} \left[\frac{1}{2} \frac{k_2}{E_s} \frac{M_u}{V_{ud}} \frac{\sqrt{f_c}}{\rho} + \sqrt{\left(\frac{1}{2} \frac{k_2}{E_s} \frac{M_u}{V_{ud}} \frac{\sqrt{f_c}}{\rho}\right)^2 + k_1^2} \right]$$

$$\frac{V_u}{bd \sqrt{f_c}} = k_3 \sqrt{\left[\frac{1}{2} \frac{k_2}{E_s} \frac{M_u}{V_{ud}} \frac{\sqrt{f_c}}{\rho} + \sqrt{\left(\frac{1}{2} \frac{k_2}{E_s} \frac{M_u}{V_{ud}} \frac{\sqrt{f_c}}{\rho}\right)^2 + k_1^2} \right]}$$

QUEDANDO EN FUNCIÓN DE LAS VARIABLES:

$$\frac{V_u}{bd \sqrt{f_c}} \quad \text{y} \quad \frac{M_u \sqrt{f_c}}{E_s \rho V_{ud}} \quad ; \quad \text{AMBOS ADIMENSIONALES}$$

Sea

$$y = \frac{V_u}{bd \sqrt{f_c}} \quad ; \quad x = \frac{\rho V_{ud}}{M_u \sqrt{f_c}} \quad ; \quad \text{LA EXPRESIÓN QUEDA}$$

$$y = k_3 \sqrt{\left[\frac{1}{2} \frac{k_2}{E_s} \frac{1}{x} + \sqrt{\left(\frac{1}{2} \frac{k_2}{E_s} \frac{1}{x}\right)^2 + k_1^2} \right]}$$

PODIAMOS LLEGAR A UNA EXPRESIÓN DE LA FORMA

$$y = \frac{k_3}{\left[\frac{1}{x} + \sqrt{\left(\frac{1}{x}\right)^2 + k_5^2} \right]}$$

EL DESARROLLO DE PLANTAMIENTO DEL ACI 318-63 PARTE DE UNA EXPRESIÓN DE LA FORMA

$$y = k_6 x + k_7 \leq k_8$$

Y EN BASE A 140 PRUEBAS FALLADAS EN CORTANTE Y TENSIÓN DIAGONAL, SE PROPUSO:

$$\frac{V_u}{bd \sqrt{f_c}} = 1.9 + 2500 \frac{\rho V_{ud}}{M_u \sqrt{f_c}} \leq 3.5 \quad (5)$$

FÓRMULA ACEPTADA PARA CALCULAR LA CORRA AL ABRIETAMIENTO POR FLEJO = CORTANTE POR $M/V_d = 2 \sim 6$, SIENDO CONSERVADORA PARA VALORES MENORES. ASÍ, LA EXPRESIÓN (5) HA SIDO ACEPTADA PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA DE SECCIONES SIN REFUERZO LATERAL.

ALEPTANDO QUE

$$\frac{V_u}{M_u} \approx \frac{V_e}{M_u} \quad ; \quad \text{y que } \rho_w = \rho$$

$$V_c = \left(1.9 \sqrt{f_c} + 2500 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b d \leq 3.5 \sqrt{f_c} b d$$

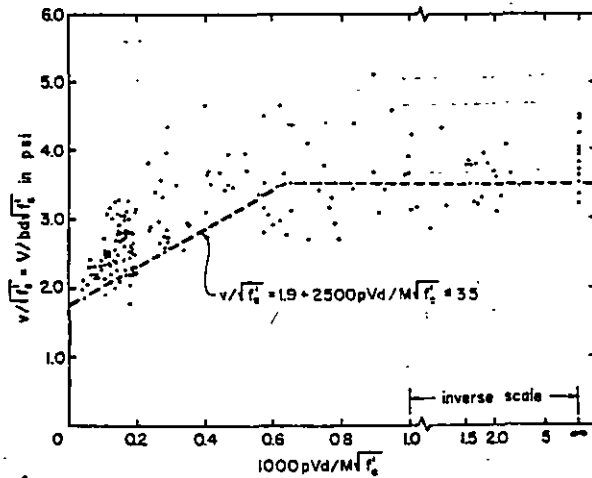
UNIDADES PSI, LIBRAS Y PULGADAS

$$V_c = \left(0.5 \sqrt{f_c} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b d \leq 1.93 \sqrt{f_c} b d$$

UNIDADES KG/CM², KG Y CM.

ρ_w : CANTIDAD DE REFUERZO LATERAL.

LA CONFIABILIDAD DE LA EXPRESIÓN DEL ACI SE OBSERVA EN LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES SIGUIENTES:



Initiation of inclined cracks of concrete

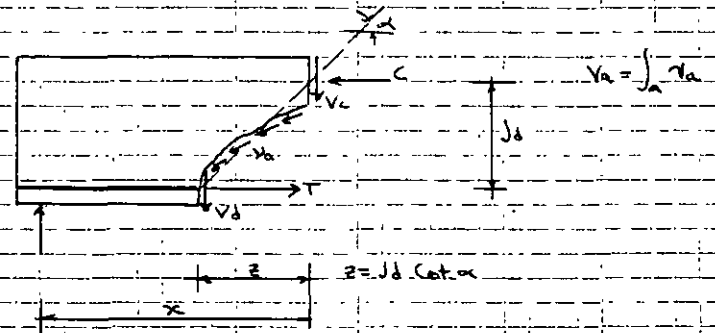
$$M_m = H - N \left(\frac{dR-d}{r} \right)$$

H : axial load

r : overall depth of section

DESPUES DE LA APLICACIÓN DEL AGRIETAMIENTO POR FLEJO-CORTANTE

LA RESISTENCIA A CORTANTE ES PROPORCIONADA POR DIFERENTES MECANISMOS PRINCIPALES DE TRANSFERENCIA



RESISTENCIA A CORTANTE:

- FUERZA CORTANTE A TRAVÉS DE LA ZONA A COMPRESIÓN (V_c)
- FUERZA TRANSMITIDA POR EFECTO DE "DORSAL" DE REFUERZO LONGITUDINAL (V_d)
- LA COMPONENTE VERTICAL DE LOS ESFUERZO INCLINADO (V_{di}) TRANSMITIDA A LO LARGO DE LA CRISTA POR TROZOS DE AGREGADOS (V_a)

$$V_u = V_c + V_a + V_d \quad (\text{SIN REFUERZO LATERAL})$$

DEL EQUILIBRIO DEL CUERPO RIGIDO DE LA FIGURA ANTERIOR:

$$M = V_c z = \int d (T + V_d \cot \alpha)$$

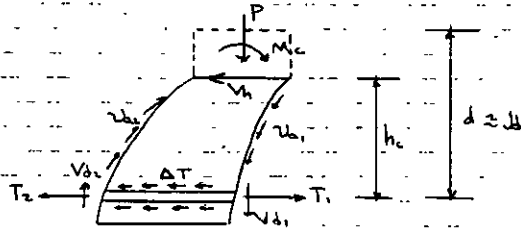
SI SE CONSIDERA LA CONTRIBUCIÓN DE DORSAL SUFFICIENTEMENTE PEQUEÑA PARA, $V_d = 0$

$$M = T \cdot j_d$$

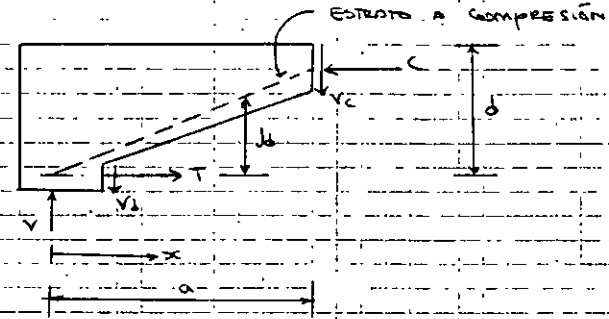
LA FUERZA DE TENSIÓN (T) EN EL ACERO LONGITUDINAL ESTÁ A UNA DISTANCIA $x - j_d$ DEL APOYO, DEPENDIENDO DE LA DISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS O UNA DISTANCIA x DEL MISMO APOYO DE LA VIGA. EL INCREMENTO EN LOS ESFUERZOS DEL ACERO CLARAMENTE DEPENDE DE LA PENDIENTE DE LA CARIETA PLANOINCLINADA IDEALIZADA.

$$V_u = \frac{dM}{dx} = \frac{d}{dx} (T \cdot j_d) = j_d \frac{dT}{dx} + T \frac{d(j_d)}{dx}$$

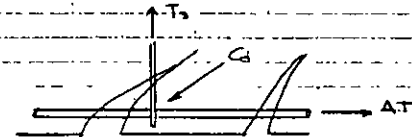
PODRIAMOS: $V_u = j_d \frac{dT}{dx}$ SE MEJORA EL COMPORTAMIENTO DE UNA VIGA PRISMÁTICA A FLEXIÓN, CON UNA FUERZA DE TENSIÓN (T) ACTUANDO EN UN BRAZO DE PALANCA CONSTANTE (j_d). A OTRAS PERTEENECIENDO ES LE COMPORTA COMO ACCIÓN DE VIGA (MECANISMO DE CONTINUAR O DIENTE DE CONCRETO).



LUEGO, $V_u = T \left(\frac{d j_d}{dx} \right)$ DETERMINA EL COMPORTAMIENTO DE ACERO, DONDE LA FUERZA CONSTANTE EXTERNA ES RESISTIDA POR UN ESTRATO INCLINADO A COMPRESIÓN. LA INCLINACIÓN DE DICHO ESTRATO DEPENDERÁ DE LA RELACIÓN d/j_d .



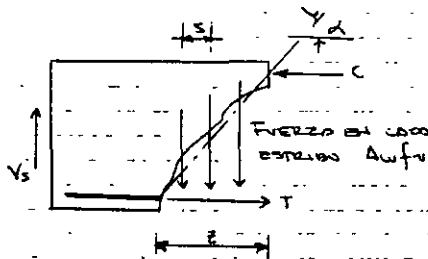
- LA PARTICIPACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL (LATERAL) SE PUEDE RESUMIR COMO SIGUE:
- INCREMENTA LA CONTRIBUCIÓN DEL EFECTO DE DOVILA (SIN EMBORO NO SE MANTIENE COMPARATIVAMENTE DESPRECIABLE)
- REDUCE LAS FUERZAS DE TENSIÓN POR FLEXIÓN EN EL DIENTE DE CONCRETO, POR FUERZAS DE COMPRESIÓN PRODUCIDAS DE LA ACCIÓN DE DOVILA.
- LIMITA LA APERTURA DE GRIETAS EN RANOS ELÁSTICOS INCREMENTANDO LA FUERZA DE TRABAJÓN.
- PROPORCIONA CONFINAMIENTO AL CONCRETO INCREMENTANDO LA RESISTENCIA DE ORO.
- REDUCE EL DETALLE DEBIDO DE ADHERENCIA POSTERIOR A LA APERTURA DE GRIETAS.



La resistencia total ante cortante esta dada por:

$$V_{ot} = V_{ui} + V_s$$

Donde, V_s es la resistencia remanente, o contribución del mecanismo lateral a la resistencia. Este V_s se cuantifica con una analogía modificada de la armadura (propuesta por Ritter y Morsch)



$$V_c = A_w f_u n$$

$$n = 2/5$$

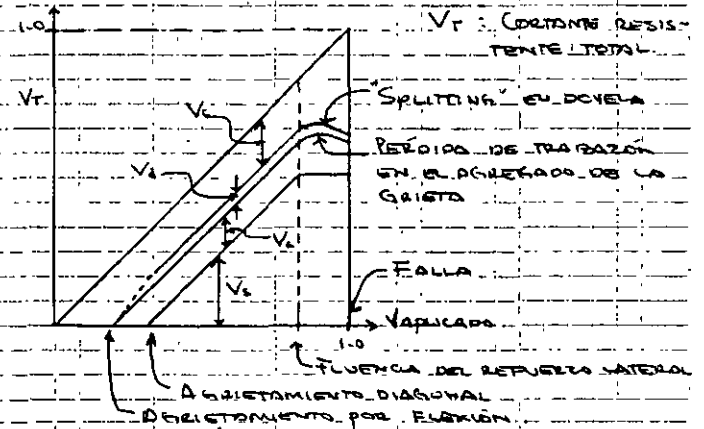
$$\text{si } \alpha = 45^\circ ; z = d$$

$$V_s = A_w f_u d / s$$

El ACE, al igual que la mayoría de los refuerzos que de él dependen, consideran la contribución del concreto durante el estado previo al agrietamiento. Posteriormente la resistencia remanente se determina considerando únicamente la contribución al refuerzo lateral, se plantea una analogía "incompleta" de la armadura donde no se considera la contribución de concreto.

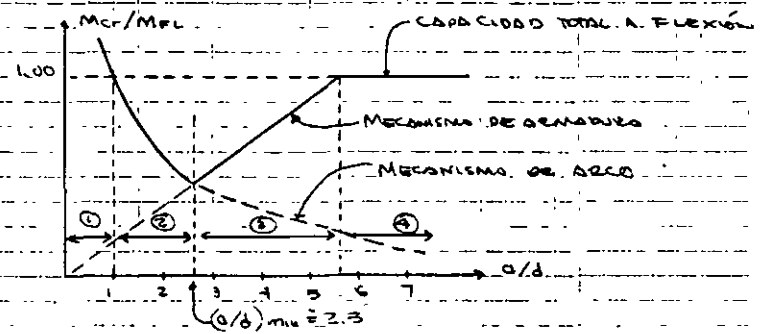
A continuación se presenta gráficamente una visión de la contribución cualitativa de los mecanismos más importantes en el proceso de transmisión de fuerza cortante en elementos de C.R.

La contribución de los diferentes mecanismos a la resistencia ante cortante se puede expresar gráficamente como:



- V_c : CONTRIBUCIÓN DEL CONCRETO EN LA ZONA DE COMPRESIÓN
- V_d : EFECTO DE DOVELA
- V_a : CONTRIBUCIÓN POR TRABAJOS DE AGRIETADO EN LAS ARISTAS
- V_s : CONTRIBUCIÓN DEL REFUERZO LATERAL

RELACIÓN ENTRE EL MOMENTO DE FALLA Y LA VELOCIDAD v/d (KANI)

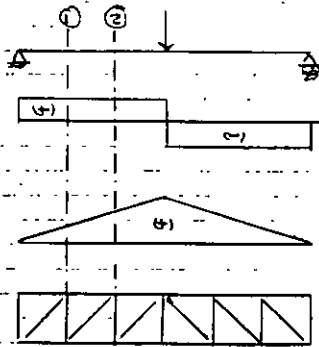


- ZONAS DEL DIAGRAMA
- ① ZONA DE VIGAS DE BLOQUE PERALTE; ② FOLLO DE TENSION O COMPRESION POR CORTANTES; ③ FOLLO POR TENSION DIAGONAL; ④ FOLLO POR FLEXION

ANALOGÍA DE LA ARMADURA CLÁSICA.

COMO SE MENCIONÓ ANTES, ES UNO ANALOGÍA O MECANISMO BOZADO EN LOS TRABAJOS DE RITTER Y MORSCH, QUE COMO HIPÓTESIS DE PARTIDA CONTEMPLA LA INCLINACIÓN DEL ESTRATO DE CONCRETO A COMPRESIÓN IGUAL A 45°.

SEA UNA VIGA ARISTADA, SOMETIDA A FLEXIÓN Y CORTANTE:



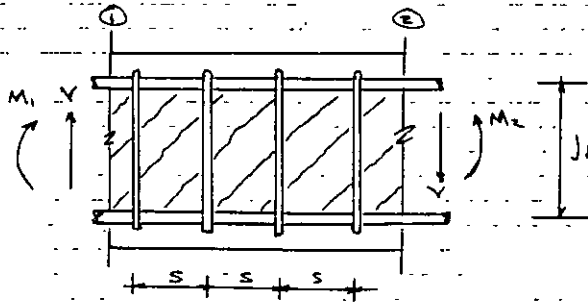
ANALIZANDO EL SECTOR ①-②

1) ACEPTANDO LAS HIPÓTESIS:

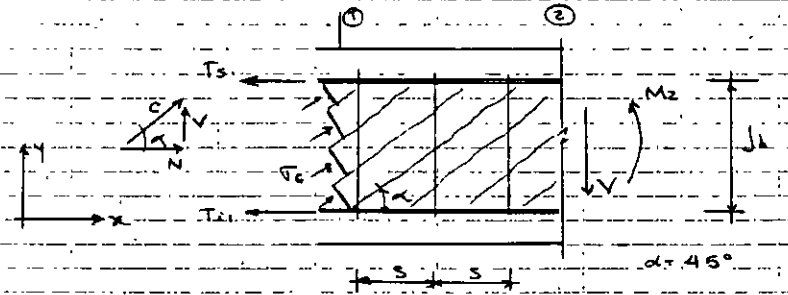
- INCLINACIÓN DE ESTRATO A COMPRESIÓN $\alpha = 45^\circ$
- ELEMENTO A TENSION VERTICAL (REFUERZO LATERAL)
- CUERDA SUPERIOR A COMPRESIÓN
- CUERDA INFERIOR A TENSION

SE TIENE EL SIGUIENTE

DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE.



CONSIDERANDO EL EQUILIBRIO DE LA SECCIÓN ①:



$$\sum F_x = 0$$

$$C \cos 45^\circ - T_1 = T_2 = 0 \quad (1)$$

$$\text{DONDE } C = \sqrt{c} \cdot b \cdot J_d \cos 45 \quad (2)$$

\sqrt{c} : ESPESORES DE COMPRESION EN LAS DIAGONALES
 b : ANCHO DEL ELEMENTO

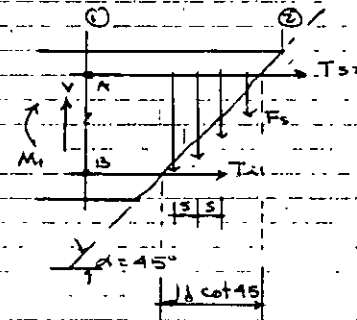
$$\sum F_y = 0$$

$$C \sin 45 - V = 0 \quad (3)$$

DE (2) Y (3), SE OBTIENE:

$$\sqrt{c} = V / b \cdot J_d \cdot \sin 45 \cos 45 \quad (4)$$

DETERMINACIÓN DE FUERZA EN LOS ESTRATOS O REFUERZO LATERAL



F: FUERZA EN CADA ACERO DE REFUERZO LATERAL

$$\text{DE } \sum F_y = 0$$

$$V = n \cdot F_s = 0 \quad (5)$$

DONDE:

n: NUMERO DE BARRAS DE REFUERZO LATERAL QUE ATAVIESAN LA FIBRA DIAGONAL

$$n = Jd \cot 45 / s$$

$$\therefore V = F_s Jd \cot 45 / s \quad (6)$$

DE LA MISMA FIGURA ANTERIOR:

$$\sum M_0 = 0$$

$$M_1 = T_{s1} Jd + F_s n Jd \cot 45 / 2 = 0$$

CONSIDERANDO LA EXPRESIÓN (5):

$$T_{s1} = \frac{M_1}{Jd} + \frac{V}{2} \cot 45 \quad (7)$$

DE LA EXPRESIÓN (1):

$$T_{s1} = C \cos 45 = T_{s1}$$

DE LA EXPRESIÓN (3):

$$C = V / \sin 45$$

SUSTITUYENDO ESTO EN LA EXPRESIÓN (7) Y TRABAJANDO LA EXPRESIÓN PARA T_{s1} QUEDA:

$$T_{s1} = \frac{V}{\sin 45} \cot 45 = \left(\frac{M_1}{Jd} + \frac{V}{2} \cot 45 \right)$$

$$\Rightarrow T_{s1} = \frac{M_1}{Jd} + \frac{V}{2} \cot 45 \quad (8)$$

ANULANDO LAS EXPRESIONES ANTERIORES Y COMPARÁNDOLAS CON LAS PROPUESTAS POR EL ACI, SE TIENE:

DE LA EXPRESIÓN (6)

$$V = \frac{F_s Jd \cot 45}{s}$$

SI $F_s = A_v f_y$, SE TIENE LA PROPOSICIÓN DEL ACI:

$$Jd \geq d$$

$$V = A_v f_y d / s$$

DE LAS EXPRESIONES (1) Y (8), QUE DEFINEN LA INTERACCIÓN MOMENTO-CORTANTE:

$$T_{s1} = \frac{M_1}{Jd} + \frac{V}{2} \cot 45$$

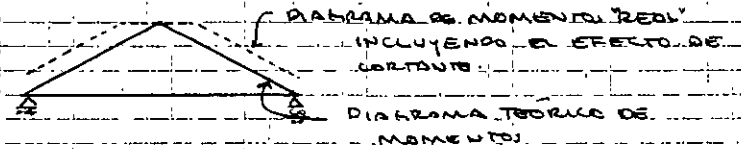
$$T_{s1} = \frac{M_1}{Jd} + \frac{V}{2} \cot 45$$

EL ACI NO CONSIDERA DICHA INTERACCIÓN Y PROPONE:

$$T_{s1} = M_1 / Jd$$

$$T_{s1} = M_1 / Jd$$

LAS EXPRESIONES (7) Y (8) REPRESENTAN UN DESPLAZAMIENTO DEL DIAGRAMA DE MOMENTOS DEBIDO AL CORTANTE.



EL ACI CONSIDERA ESTE DESPLAZAMIENTO DEL DIAGRAMA DE MOMENTOS CON LOS REQUISITOS DE CORTE Y DOBLADO DE REFUERZO LONGITUDINAL.

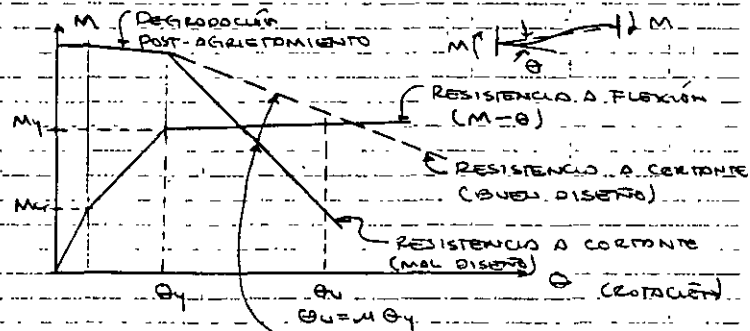
DE LA EXPRESIÓN (4), AUNQUE NO SE CONSIDERA EN EL ACI, INDIRECTAMENTE SE CONSIDERA PARA PROTEGER EL CONCRETO DE LOS ESTADOS A COMPRESIÓN DE LA FALDA POR APLASTAMIENTO.

DE $V_c = V / b Jd \sin 45 \cos 45$, INDIRECTAMENTE:

$$\Rightarrow V_s \leq 8 \sqrt{f_c} b d$$

EMPLEANDO LOS CONCEPTOS DE LA ANALOGÍA CLÁSICA DE UN ARMADURA, QUE CONSIDERAN LA MAYORÍA DE LOS REGLAMENTOS DEPENDIENTES DEL ACI, SE CONSISTE UN DISEÑO SIMPLE Y RELATIVAMENTE RACIONAL, DONDE SE PUEDE CONSIDERAR LA MAYORÍA DE LOS MECANISMOS DE FOLGA POR CORTANTES.

SIN EMBARGO, PUEDE SER UN PROCEDIMIENTO "INSEGURO", SOBRE TODO EN ELEMENTOS DONDE SE PIERDE PRESENTAR ALGÚN TIPO DE COMPORTAMIENTO INELÁSTICO, POR EL HECHO DE IGNORAR LA DEGRADACIÓN DE RESISTENCIA A CORTANTE POR EFECTO DE CARGA CÍCLICA Y COMPORTAMIENTO INELÁSTICO - LA APARICIÓN DE MOMENTOS REDUCE LA RESISTENCIA AL CORTANTE HASTA UN 50% EN ALGUNOS CASOS. ASÍ, DEBERÁ CONSIDERARSE UN PROCESO DE DISEÑO DONDE SE CONSIDERE EL COMPORTAMIENTO POST-FLUENCIA DEL ELEMENTO Y SU DEMANDA DE DUCTILIDAD, (VER FIGURA)

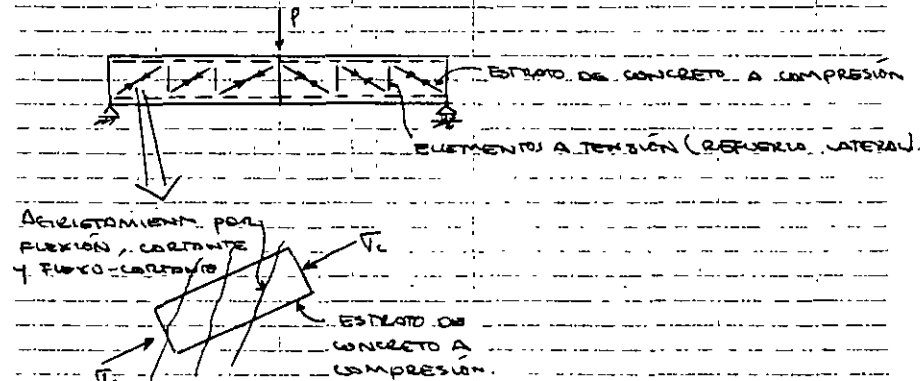


DEGRADACIÓN EN LA RESISTENCIA AL CORTANTE POR INCREMENTO DE GRIETAS, DIMENSIÓN Y APERTURA DE LAS MISMAS Y FLUENCIA POR FLEXIÓN.

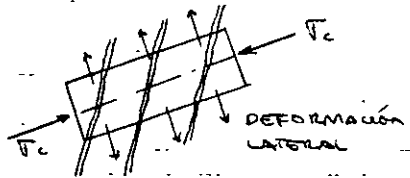
MECANISMO MODERNO DE LA ARMADURA

A DIFERENCIA DEL MECANISMO DE ARMADURA CLÁSICO, EL DE LA ARMADURA MODERNA PROPONE QUE EL ÁNGULO DE INCLINACIÓN DE LOS ESTRATOS O ESTRATOS A COMPRESIÓN DE CONCRETO PUEDEN TENER UNA INCLINACIÓN DIFERENTE A 45°. ESTO CONDUCE A QUE LAS FUERZAS DE COMPRESIÓN DEBERÁN SER TRANSMITIDAS A TRAVÉS DE LAS GRIETAS, QUE POR FLEXIÓN Y CORTANTE, YA SE HAYAN FORMADO.

EN ESTE NUEVO TRATAMIENTO, AL ALCANZAR LA CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA POR MECANISMO DE ARMADURA, EL PATRÓN DE DEFORMACIONES DEL CONCRETO ESTARÁ DEFINIDO POR LA POSICIÓN Y DIMENSIÓN DE LOS ESTRATOS A COMPRESIÓN, Y NO POR EL PATRÓN DE AGRIETAMIENTO INICIALMENTE FORMADO.



LAS DEFORMACIONES LATERALES (O DE TENSIÓN EN EL CONCRETO) SERÁN PERPENDICULARES AL EJE DE LOS ESTRATOS A COMPRESIÓN DE CONCRETO, Y NO AL PATRÓN DE GRIETA ORIGINAL.



Ahora bien, si según las teorías clásicas de armadura los estratos a compresión de concreto estarían definidos por el patrón de arriostamiento; en este

caso de la teoría moderna, ¿cómo se define o determinamos la inclinación de los estratos a compresión de concreto?

Existen dos filosofías para definir tal inclinación:

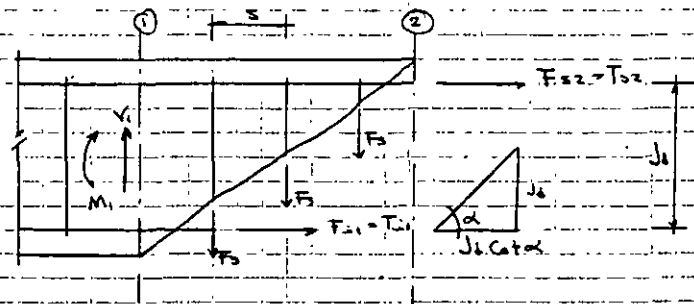
- Teoría de los campos de compresión, desarrollada por los profesores canadienses Collins y Mitchell. Donde se asume que el ángulo de inclinación del estrato a compresión coincide con la dirección de las deformaciones principales en el momento o estado de falla.

- Teoría general, desarrollada por el profesor alemán B. Thürlimann, donde se proporciona la libertad al profesional de diseño de definir la inclinación del estrato.

Únicamente la elección deberá ser dentro de unos límites que se explican enseguida.

Para el desarrollo de fundamentos teóricos sobre resistencia a cortante en elementos "lineales" (vigas y columnas) es de mayor utilidad la teoría general por su simplicidad y versatilidad.

Revisando lo desarrollado para la teoría clásica de la armadura, y que puede fácilmente modificarse para considerar inclinaciones del estrato a compresión de concreto diferentes de 45° para el mismo segmento de viga entre las secciones 1 y 2, sujeto a una distribución uniforme de cortante, se tiene:



$$F_c = V / b d \sin \alpha \cot \alpha \quad (4')$$

$$V = F_s J_d \cot \alpha / s \quad (5')$$

$$T_{M1} = \frac{M_1}{J_d} + \frac{V}{2} \cot \alpha \quad (6')$$

$$T_{M2} = -\frac{M_2}{J_d} + \frac{V}{2} \cot \alpha \quad (7')$$

Como se indicó con anterioridad, el profesional de diseño no es totalmente libre de definir la inclinación α del estrato. Examinando, considerando las expresiones (4') a (7'), las variaciones en el comportamiento de α partiendo del hecho de conocer los valores de M_1 y V :

- Aumentando la inclinación del estrato α , esto es haciendo

LOS MAS VERTICALES, SE TIENE:

- 1) LOS ESFUERZOS EN LOS ESTRATOS A COMPRESIÓN (T_c) AUMENTAN. ES CLARO TAMBIÉN, QUE PARA VALORES PEQUEÑOS DE α , T_c AUMENTARÁ. (DE 4')
- 2) TENIENDO UNA RESISTENCIA FIJA DEL REFUERZO LATERAL F_L , LA SEPARACIÓN ENTRE ESTE DEBERÁ DISMINUIR. (DE 5')
- 3) LA FUERZA EN LA CUERDA INFERIOR A TENSIÓN (T_{21}) DISMINUYE. (DE 6')

IGUALMENTE, DE LA ECUACIÓN 5' :

$$\frac{F_L}{S} = \frac{V}{J_0} \tan \alpha$$

... DONDE SE OBSERVA QUE LA FUERZA EN EL REFUERZO LATERAL POR ESPALMIAMIENTO AUMENTA CON α .

DE LAS ECUACIONES 6' Y 7' :

$$T_{21} + T_{31} = N = V \cot \alpha$$

... DONDE LAS FUERZAS NORMALES EN LA SECCIÓN TRANSVERSAL DISMINUYEN CON α .

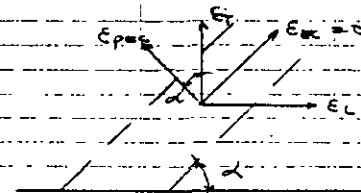
PARA CASOS DONDE EL MOMENTO Y EL CORTANTE SON VARIABLES, EN CADA SECCIÓN DEBERÁ COLOCARSE SUFICIENTE REFUERZO TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL PARA SATISFACER LOS ECUACIONES (5'), (6') Y (7').

PARA ESTABLECER O DEFINIR LA ORIENTACIÓN DE LOS ESTRATOS A COMPRESIÓN DE CONCRETO, SE HACE UN TRATAMIENTO DE LIMITAR LOS VALORES DE α DEPENDIENDO DEL ANCHO DE CRISTO. RECORDANDO QUE α ES LA INCLINACIÓN DEL ESTRATO A COMPRESIÓN

DE CONCRETO, NO DE LOS CRISTOS, SE SABE QUE VALORES DE α MUY GRANDES O MUY PEQUEÑOS, LLEVAN A GRANDES DEFORMACIONES PERPENDICULARES AL EJE DEL ESTRATO A COMPRESIÓN. ESTO SE RELACIONA CON ANCHOS DE CRISTO MAYORES O LOS PERMISIBLES O SELLADOS AL MECANISMO O ESTADO DE FALLA. ESTE TRATAMIENTO DESARROLLADO POR THÜRLEMANN Y NILSEN, SE BASA EN LAS SIGUIENTES HIPÓTESIS DE COMPORTAMIENTO:

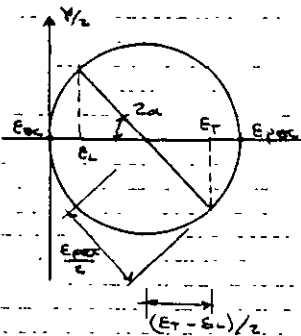
- EN LA FORMACIÓN DEL MECANISMO DE FALLA, LAS DEFORMACIONES PRINCIPALES EN EL ELEMENTO COINCIDIRÁN CON EL PARALELO DE INCLINACIÓN DE LOS ESTRATOS A COMPRESIÓN DE CONCRETO (EL MECANISMO DE FALLA ES DE CORTANTE ÚNICAMENTE).
- LA DEFORMACIÓN PRINCIPAL DE TENSIÓN NO ES NULA, Y SERÁ PERPENDICULAR AL EJE DEL ESTRATO A COMPRESIÓN.
- LA DEFORMACIÓN PRINCIPAL DE COMPRESIÓN SE ASUME NULA (PARALELA AL EJE DEL ESTRATO A COMPRESIÓN). ESTO SIGNIFICA QUE LOS ESTRATOS A COMPRESIÓN DE CONCRETO SON INFINITAMENTE RÍGIDOS AXIALMENTE.

GRÁFICAMENTE SE TIENE EL ESQUEMA DE DEFORMACIONES:



- ϵ_L : DEFORMACIÓN UNITARIA PARALELA AL EJE LONGITUDINAL DEL ELEMENTO LINEAL (TRAJE O COLUMNA).
- ϵ_T : DEFORMACIÓN UNITARIA PERPENDICULAR AL EJE DEL ELEMENTO PARALELO A LA POSICIÓN DE REFUERZO LATERAL VERTICAL.
- ϵ_{ec} : DEFORMACIÓN UNITARIA PARALELA AL EJE DEL ESTRATO A COMPRESIÓN DE CONCRETO ($\epsilon_{ec} = 0$).
- ϵ_{pec} : DEFORMACIÓN UNITARIO PERPENDICULAR AL EJE DEL ESTRATO A COMPRESIÓN.

EMPLAZADA EL CÍRCULO DE MOHR PARA DEFORMACIONES UNITARIAS, SE PLANTEARÁ LA RELACIÓN ENTRE ϵ_{pec} , ϵ_L Y ϵ_T .



$$\epsilon_{pec} = \epsilon_T + \epsilon_L \quad \text{--- (1)}$$

$$\cos 2\alpha = \frac{\epsilon_T - \epsilon_L}{\epsilon_{pec}} = \frac{\epsilon_T - \epsilon_L}{\epsilon_T + \epsilon_L}$$

$$\cos 2\alpha = 1 - 2 \sin^2 \alpha$$

$$(\epsilon_T + \epsilon_L)(1 - 2 \sin^2 \alpha) = \epsilon_T - \epsilon_L$$

$$\epsilon_T - 2 \epsilon_T \sin^2 \alpha + \epsilon_L - 2 \epsilon_L \sin^2 \alpha = \epsilon_T - \epsilon_L$$

$$- 2 \epsilon_T \sin^2 \alpha + 2 \epsilon_L (1 - \sin^2 \alpha) = 0$$

$$- 2 \epsilon_T \sin^2 \alpha + 2 \epsilon_L \cos^2 \alpha = 0$$

DESPEJANDO ϵ_T EN FUNCIÓN DE ϵ_L , Y ϵ_L EN FUNCIÓN DE ϵ_T

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_T &= \epsilon_L \cot^2 \alpha \\ \epsilon_L &= \epsilon_T \tan^2 \alpha \end{aligned} \right\} \text{--- (2)}$$

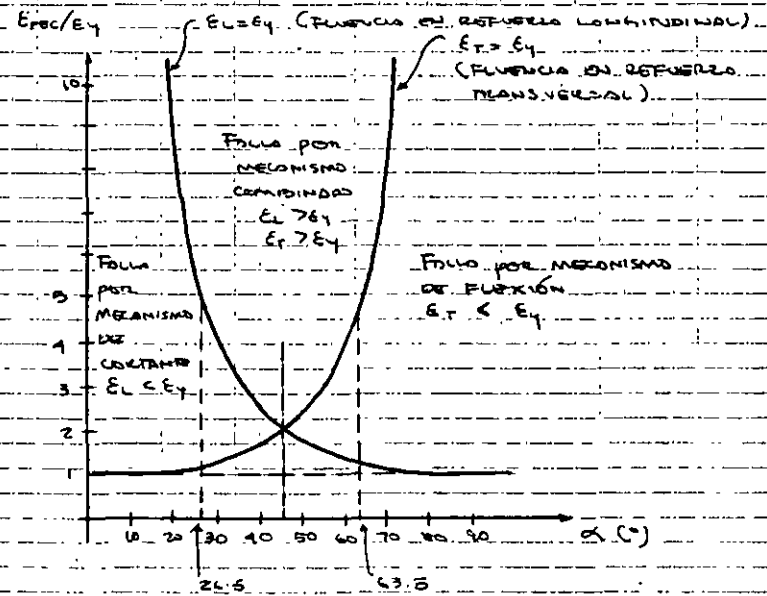
COMBINANDO LAS ECUACIONES (1) Y (2):

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_{pec} &= \epsilon_L (1 + \cot^2 \alpha) \\ \epsilon_{pec} &= \epsilon_T (1 + \tan^2 \alpha) \end{aligned} \right\} \text{--- (3)}$$

PARTE DE LA FILOSOFÍA DE DISEÑO QUE INDICA QUE AL FORMARSE EL MECANISMO DE FALLA, DEBERÁ FLUIR NECESARIAMENTE EL ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL, SE TIENE $\epsilon_L = \epsilon_y$, Y/O EL ACERO DE REFUERZO LATERAL, TENIENDO $\epsilon_T = \epsilon_y$, SE PUEDEN RE-ESCRIBIR LAS ECUACIONES (3) COMO SIGUE:

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_{pec} &= \epsilon_y (1 + \cot^2 \alpha) \\ \epsilon_{pec} &= \epsilon_y (1 + \tan^2 \alpha) \end{aligned} \right\} \text{--- (4)}$$

GRAFICANDO LA RELACIÓN $\epsilon_{pec}/\epsilon_y$ PARA DIFERENTES VALORES DEL ÁNGULO α , SE TIENE:



Debido a que la filosofía de diseño óptimo requiere la fluencia del acero de refuerzo longitudinal y transversal, será necesaria que ocurra un mecanismo combinado tal que $\epsilon_c \geq \epsilon_y$, y $\epsilon_t \geq \epsilon_y$.

De la gráfica se entiende que para valores de α cercanos a 45° , el mecanismo combinado estará asociado a valores de $\epsilon_{per}/\epsilon_y$ grandes y fuera de los límites de tolerancia.

Por eso, en base a trabajo experimental Thürlimann propuso los siguientes límites:

$$0.5 < \tan \alpha < 2.0$$

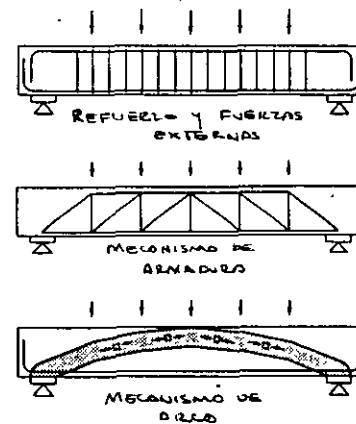
$$26^\circ < \alpha < 63^\circ$$

significa que $\epsilon_{per}/\epsilon_y$ es menor que 5.

RESISTENCIA AL CORTANTE DE ELEMENTOS LINEALES DE CONCRETO REFORZADO (TRABES Y COLUMNAS)

Los reglamentos de diseño modernos han aceptado la presencia conjunta de los mecanismos de transmisión de fuerza cortante, que son el mecanismo de armadura y el mecanismo de arco. Así, la resistencia total a cortante de un elemento será la suma de las contribuciones de ambos mecanismos. Como se verá, el porcentaje de contribución de estos mecanismos depende principalmente de la cuantía de refuerzo lateral y de la relación clara a penalti del

elemento. Para un elemento simplemente apoyado, con carga vertical y refuerzo lateral, los mecanismos de armadura y arco se pueden considerar como se indica.

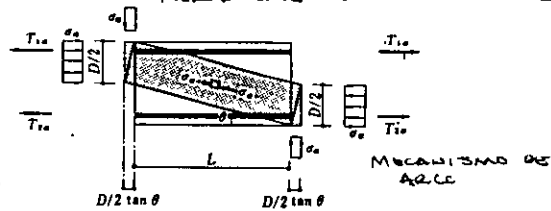
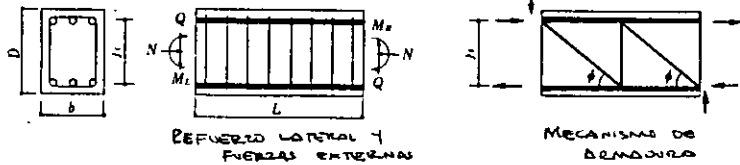


En la mayoría de los reglamentos de diseño para estructuras de CR, se plantea un procedimiento para "asegurar" que no se presentará un modo de falla por cortante previo a la formación de articulaciones plásticas en los extremos de algunos elementos estructurales. Aunque se lograra parcialmente este objetivo no se podía evitar en un gran número de casos la falla por adherencia acero-concreto. En lo que resta de este capítulo y el siguiente se presenta una opción de diseño que contempla ambos fenómenos conjuntamente, considerando además los efectos que la deformación post-fluencia pudiera ocasionar.

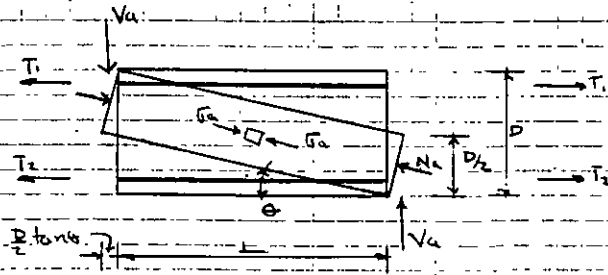
EN EL COMPORTAMIENTO DE LOS MECANISMOS CONTEMPLADOS.

MECANISMOS DE ARCO Y ARMADURO.

LOS ELEMENTOS DE ESTRUCTURAS SUJETOS A FUERZAS LATERALES (SISMO, VIENTO, ETC.) GENERALMENTE ESTARÁN SUJETOS A UNA DISTRIBUCIÓN ANTISIMÉTRICA DE MOMENTOS. LA TRANSMISIÓN DE FUERZA LATERAL ESTARÁ REGIDA POR LOS MECANISMOS DE ARCO Y ARMADURO:



CONTRIBUCIÓN DEL MECANISMO DE ARCO.



HIPÓTESIS: CONSIDERANDO UNA SOLUCIÓN DE LO TEORICO DE PLASTICIDAD, SOLUCIÓN DE LIMITE INFERIOR PROPUESTA POR M.P. NIELSEN

SE ASUME QUE EL PERALTE DEL ESTRATO A COMPRESIÓN DE CON

CRETE SEA IGUAL A D/e, DONDE D ES EL PERALTE DEL ELEMENTO. ENTONCES SE TIENE:

$$N_0 = F_a \cdot b \left(\frac{D}{Z} \right) \left(\frac{1}{\cos \theta} \right)$$

$$V_a = N_0 \cdot \sin \theta = F_a \cdot b \left(\frac{D}{Z} \right) \left(\frac{\sin \theta}{\cos \theta} \right)$$

$$V_a = b \frac{D}{Z} F_a \tan \theta \quad (1)$$

POR GEOMETRÍA.

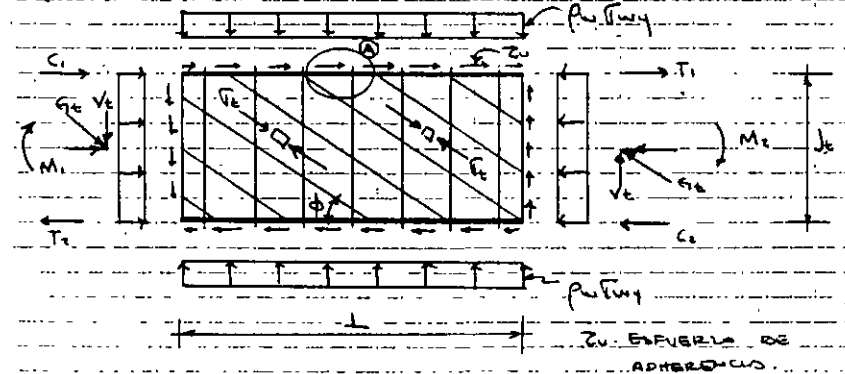
$$\tan \theta = \frac{D/2}{L + (D/2) \tan \theta}$$

$$(D/2) \tan \theta + L \tan \theta - D/2 = 0 \Rightarrow \tan \theta = \frac{\sqrt{L^2 + D^2} - L}{D}$$

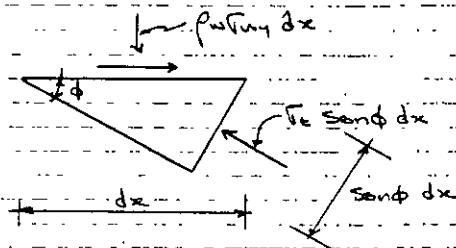
$$\tan \theta = \sqrt{\left(\frac{L}{D} \right)^2 + 1} - \frac{L}{D} \quad (2)$$

CONTRIBUCIÓN DEL MECANISMO DE ARMADURO.

EQUILIBRIO GLOBAL:



CONSIDERANDO LAS CONDICIONES DE EQUILIBRIO DEL ALICATA DE REFUERZO LONGITUDINAL EN LA VECINDAD DEL PUNTO (A):



DE LA CONDICIÓN DE EQUILIBRIO GLOBAL (FIGURA DE LA PÁGINA ANTERIOR), CONSIDERANDO EL EQUILIBRIO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL, SE CALCULA LA FUERZA DE COMPRESIÓN DIAGONAL V_c :

$$V_c = V_e \cdot b \cdot j_t \cdot \cos \phi \quad ; \quad 1$$

$$V_e = V_c \cdot \operatorname{sen} \phi$$

$$= V_c \cdot b \cdot j_t \cdot \cos \phi \cdot \operatorname{sen} \phi \quad \text{--- (3)}$$

DE LA CONDICIÓN DE EQUILIBRIO EN EL PUNTO (A):

$$p_u \cdot f_{uy} \cdot dx = V_e \cdot dx \cdot \operatorname{sen} \phi$$

$$V_e = \frac{p_u \cdot f_{uy}}{\operatorname{sen} \phi} \quad \text{--- (4)}$$

SUSTITUYENDO (4) EN (3):

$$V_e = b \cdot j_t \cdot p_u \cdot f_{uy} \cdot \cot \phi \quad \text{--- (5)}$$

CONSIDERANDO LAS EXPRESIONES (1) Y (5) OBTENEMOS LA ECUACIÓN

PRIMARIO DE RESISTENCIA AL CORTANTE:

$$V_u = V_e + V_a = b \cdot j_t \cdot p_u \cdot f_{uy} \cdot \cot \phi + b \cdot \frac{D}{2} \cdot f_u \cdot \tan \theta \quad \text{--- (6)}$$

AHORA BIEN ES IMPORTANTE DETERMINAR EL ANGULO DE INCLINACIÓN

DE LOS ESTRATOS A COMPRESIÓN POR MECANISMOS DE ARMADURA, ASÍ COMO EL VALOR DEL ESFUERZO A COMPRESIÓN REAL ACTUANDO EN EL ESTRATO A COMPRESIÓN POR MECANISMO DE ARCS (V_a)

DETERMINACIÓN DE ϕ Y V_a PARA DISEÑO...

I. ELEMENTOS CON COMPORTAMIENTO ELÁSTICO EN LOS CUS NO

SE PROYECTA LA FORMACIÓN DE DEFORMACIONES PLÁSTICAS.

HIPÓTESIS BÁSICAS...

a) EL ANGULO DE INCLINACIÓN DEL ESTRATO A COMPRESIÓN DEL MECANISMO DE ARMADURA, EN BASE A LOS RESULTADOS DE TRUJILLMAN DEBERÁ CUMPLIR CON:

$$0.5 < \cot \phi < 2.0$$

$$26.5^\circ < \phi < 63.5^\circ$$

b) LA RESISTENCIA EFECTIVA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, CONSIDERANDO LA DEGRADACIÓN QUE SUFRE POR AGRIETAMIENTO Y EFECTO DE CARGA CÍCLICA, SE PROPONE A DETERMINARSE COMO SIGUE:

$$V_e = V_o \cdot V_o$$

$$V_o = 0.7 - V_o / 2000 \quad \text{--- (7)}$$

EXPRESIÓN PROPUESTA, EN BASE A TRABAJO EXPERIMENTAL, POR EL INGENIERO NIELSEN, DONDE:

V_o : RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO.

UNIDADES: kg/cm^2 .

c) EN ESTE PROCESO DE DISEÑO SE PARTE DEL HECHO DE QUE LAS RE-FUERZAS LONGITUDINALES Y TRANSVERSALES (LATERALES) FLUYEN Y ESTÁN FLUYENDO A LA FOLLA. ($f_{uy} = f_{ux}$, $f_y = f_x$; DONDE, f_{ux} ES

es esfuerzos en el refuerzo lateral, f_s es el esfuerzo en el refuerzo longitudinal).

d) Se propone un límite superior para f_{uy} con objeto de promover el diseño óptimo del elemento, tratando de evitar una falla por aplastamiento del concreto sin haber fluído el acero de refuerzo lateral $f_{uy} < 2.5 f_o$.

Como punto de partida se considera que la resistencia última a cortante se alcanzará cuando el acero de refuerzo lateral alcance el esfuerzo de fluencia (f_{uy}), y el concreto a compresión en el elemento este sujeto a un esfuerzo igual a $\sqrt{o} \sqrt{f_o}$.

El esfuerzo a compresión efectivo en el concreto, será la suma de los efectos de compresión en el mismo producto de los mecanismos de arco y alargadura:

$$\sqrt{o} \sqrt{f_o} = \sigma_c + \sigma_a$$

porque realmente los ángulos θ y ϕ no son iguales, para efectos de simplificar el modelo esto no se considera y se acepta la suma lineal de los esfuerzos σ_c y σ_a (conservador)

proponiendo el parámetro

$$\beta = \sigma_c / \sqrt{o} \sqrt{f_o}$$

$$\therefore \sigma_a = (1 - \beta) \sqrt{o} \sqrt{f_o} \quad (8)$$

de (8) se sabe que:

$$\sigma_c = \rho_w f_{uy} / \sin^2 \phi$$

$$y, \quad 1 / \sin^2 \phi = 1 + \cot^2 \phi$$

$$\therefore \beta = \rho_w f_{uy} (1 + \cot^2 \phi) / \sqrt{o} \sqrt{f_o} \quad (9)$$

con las expresiones (8) y (9) se determina σ_a :

los límites en el valor de $\cot \phi$, asumiendo la contribución de TRUSSMANN, y sustituyendo (8) en (6):

$$V_u = b_j t_c \rho_w f_{uy} \cot \phi + b_j \sigma_a (1 - \beta) \sqrt{o} \sqrt{f_o} \tan \theta$$

donde:

$$\beta = \rho_w f_{uy} (1 + \cot^2 \phi) / \sqrt{o} \sqrt{f_o}$$

Si de $\frac{dV_u}{d \cot \phi} = 0$, se puede obtener un máximo de V_u

$$\Rightarrow \frac{dV_u}{d \cot \phi} = b_j t_c \rho_w f_{uy} + b_j \sigma_a \rho_w f_{uy} \cot \phi = 0$$

$$\therefore \cot \phi = t_c / D \tan \theta \quad (10)$$

Ahora bien, de:

$$\sigma_a = \rho_w f_{uy} \sqrt{\cot^2 \phi} = \rho_w f_{uy} (1 + \cot^2 \phi)$$

se obtiene:

$$\cot \phi = \sqrt{\frac{\sigma_a}{\rho_w f_{uy}} - 1}$$

luego, si por definición $\sigma_a \leq \sqrt{o} \sqrt{f_o}$

$$\cot \phi \leq \sqrt{\frac{\sqrt{o} \sqrt{f_o}}{\rho_w f_{uy}} - 1} \quad (11)$$

Así, el valor de $\cot \phi$ será el menor de los obtenidos con las expresiones (10) y (11), respetando que

$$\cot \phi \geq 2.0$$

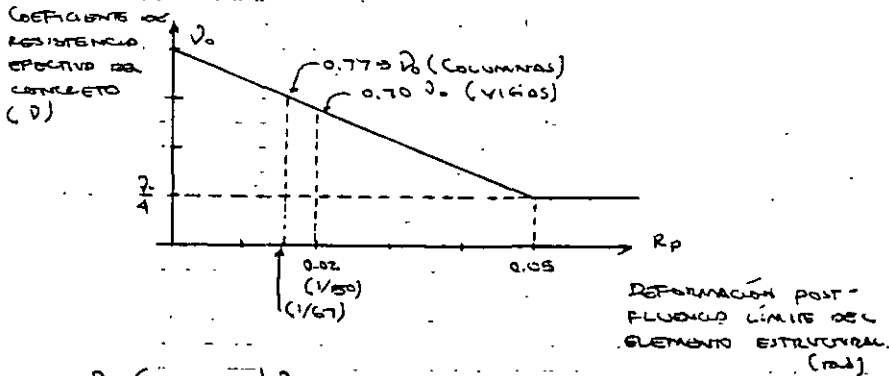
II ELEMENTOS CON COMPORTAMIENTO PLÁSTICO. EN LOS QUE SE

PROYECTA LA FORMACIÓN DE UNA O DOS DETENCIONES PLÁSTICAS.

HIPÓTESIS BÁSICAS.

a) LA DEFORMACIÓN PLÁSTICA SUCEDE EN UNA REGIÓN DE ARTICULACIÓN PLÁSTICA DEFINIDA POR LA LONGITUD $1.5D$, DONDE D ES EL PERALTE DEL ELEMENTO.

b) LA RESISTENCIA EFECTIVA DEL CONCRETO O COMPRESIÓN, PRINCIPALMENTE POR OPERADOS DE FLECHA Y COMPORTAMIENTO CÍCLICO POST-FLUENCIA, SE PROPONE O SEVEA SUJETO A DEGRADACIÓN PROPORCIONAL AL NIVEL DE DEFORMACIÓN POST-FLUENCIA.



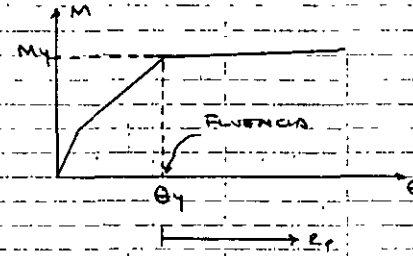
$$D = (1 - 15 R_p) D_0 \quad ; \quad \text{para } R_p \leq 0.05 \text{ rad}$$

$$= D_0 / 4 \quad ; \quad \text{para } R_p > 0.05 \text{ rad}$$

R_p ES LA DEFORMACIÓN POST-FLUENCIA CONCENTRADA EN LA REGIÓN DE ARTICULACIÓN PLÁSTICA PREVIAMENTE DEFINIDO.

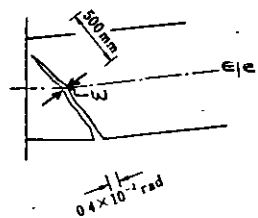
LA RELACIÓN DE D , D_0 Y R_p ES UNA PROPUESTA DE ICHIMOSU, WATAHARA Y NOGUCHI, DE LAS UNIVERSIDADES DE NAGOYA, KYOTO Y CHIBA, JAPÓN.

DEFINICIÓN GRÁFICA DE R_p



c) INCLINACIÓN DE ESTRATO A COMPRESIÓN DEL MECANISMO DE DEFORMACIÓN, CONSIDERANDO LA CONDICIÓN DE ROTACIÓN MÁXIMA EN LA ZONA DE ARTICULACIÓN PLÁSTICA COMO $R_p = 0.02 \text{ rad (1/50)}$, Y CONSIDERANDO, DE RESULTADO EXPERIMENTAL, QUE EN DICHA ZONA SE PUEDEN PRESENTAR DEL ORDEN DE CIRCOS FLECHAS IMPORTANTES, LA DEFORMACIÓN POR FLECHA SERÍA: $R_p / 5 = 0.004 \text{ rad}$.

CONSIDERANDO LA INCLINACIÓN DE FLECHAS EN LA ZONA DE PLASTIFICACIÓN COMO 9.5° Y LAS DIMENSIONES "COMUNES" DE UN ELEMENTO ESTRUCTURAL SE PUEDE PENSAR EN LA SIGUIENTE FLECHA CORRESPONDIENTE A UNA FLECHA IMPORTANTE EN LA ZONA DE PLASTIFICACIÓN:



ANCHURA DE LA FLECHA EN EL QLO DEL ELEMENTO:
 $w = 505 \times 0.4 \times 10^{-2} = 2 \text{ mm}$

SEGUN EL TRABAJO EXPERIMENTAL DESARROLLADO POR WALKERSON, PARA OPERADOS DE FLECHAS MAYORES QUE 2 mm, LA TRANSMISIÓN DE

FUERZA POR TROQUELACIÓN DE AGRIETADOS A TRAVÉS DE LA RIETA DE ANILLO
 POR LO QUE, SI LA POSICIÓN DE LA RIETA EN LA REGIÓN DE ARTICULACIÓN
 PLÁSTICA ES 45°; POR LO TANTO, LA INCLINACIÓN ESTARÁ LIMITADA
 POR EL VALOR $\phi = 45^\circ$.

DEPENDIENDO DE LA GEOMETRÍA Y REFUERZO DEL ELEMENTO, EL VALOR DE
 R_p VARIARÁ; SIN EMBARGO SE PROPONE UN VALOR LÍMITE DE DEFINICIÓN
 $R_p = 0.02 \text{ rad}$. EN FUNCIÓN DE R_p , EL VALOR DE $\cot \phi_h$ SERÁ:

$$\cot \phi_h \leq 2 - 50R_p \quad ; \quad \text{PARA } R_p \leq 0.02 \text{ rad}$$

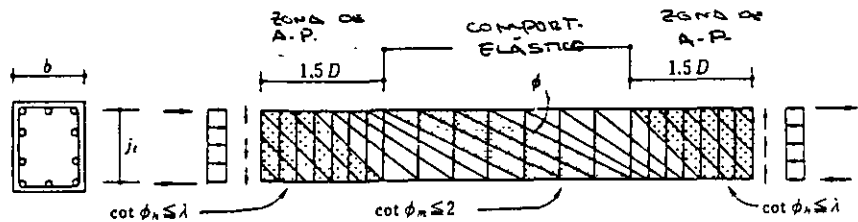
$$= 10 \quad ; \quad \text{PARA } R_p > 0.02 \text{ rad}$$

DONDE ϕ_h ES EL ÁNGULO DE INCLINACIÓN DEL ESTRATO A COMPRESIÓN
 EN EL MECANISMO DE ARMADURO. EN LA ZONA DE PLASTIFICACIÓN
 PARA LAS ZONAS FUERA DE LA ARTICULACIÓN PLÁSTICA:

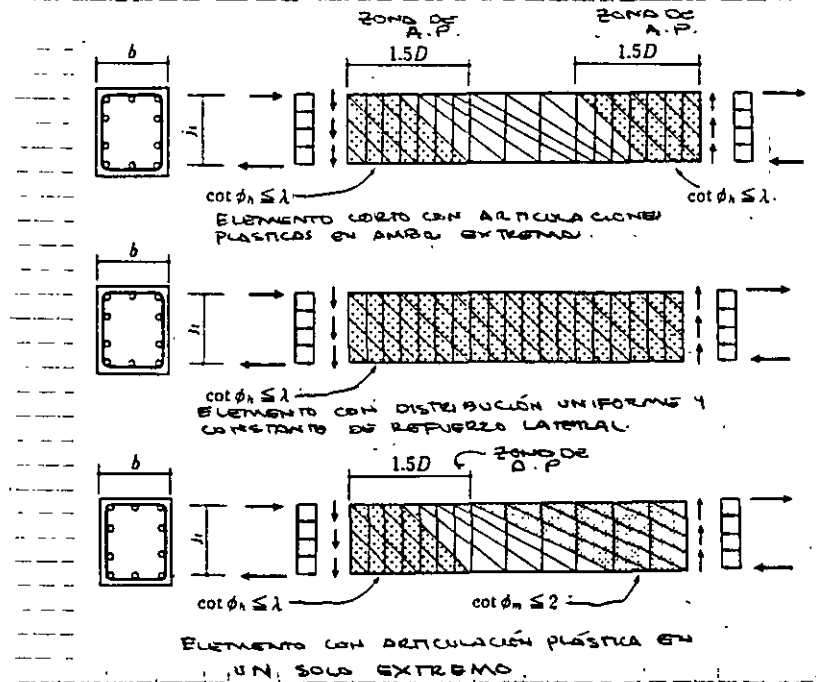
$$\cot \phi_m \leq 2$$

ϕ_m : ÁNGULO DE INCLINACIÓN EN LA PARTE MEDIA (FUERA DE LA A.P.)

POSIBLES VARIANTES DE FORMACIÓN DEL MECANISMO ARMADURO
 EN UN ELEMENTO ESTRUCTURAL:



ELEMENTO LARGO CON ARTICULACIONES PLÁSTICAS EN AMBOS EXTREMOS.



CONTRIBUCIÓN DEL MECANISMO ARMADURO A LA RESISTENCIA POR
 CORTANTE EN UN ELEMENTO CON ARTICULACIONES PLÁSTICAS.

CONSIDERESE EL ELEMENTO DONDE EL REFUERZO LATERAL TIENE
 UNA SEPARACIÓN CONSTANTE:

$$V_u = b j_t (\rho_w f_w y) h \cot \phi_h + b \frac{b}{2} (1 - \beta) \gamma \sigma_a \tan \theta$$

DONDE:

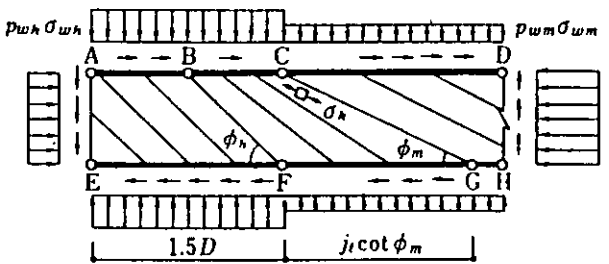
$$\beta = (\rho_w f_w y) h (1 + \cot \phi_h) / \gamma \sigma_a$$

$$\cot \phi_h = \begin{cases} 2 \\ j_4 / \tan \theta \\ \sqrt{\frac{2f_c}{(\rho_w \gamma_w) h}} - 1 \end{cases}$$

DONDE EL SUBÍNDICE "h" SIGNIFICA "EN O DE LA ZONA DE ARTICULACIÓN PLÁSTICA".

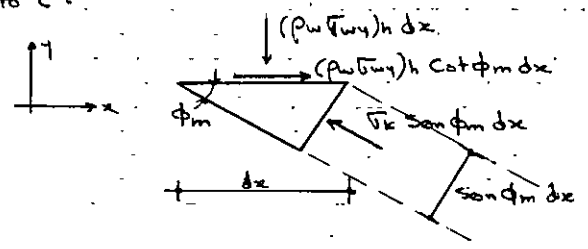
Y EL PROCEDIMIENTO DE DISEÑO SERÁ PRÁCTICAMENTE EL MISMO QUE EL PROPOSTO PARA ELEMENTOS EN COMPORTAMIENTO ELÁSTICO.

CONSIDÉRESE AHORA UN ELEMENTO LARGO CON ARTICULACIONES PLÁSTICAS EN AMBOS EXTREMOS.



ESTADO DE ESFUERZOS PLANOS Y CONDICIÓN DE EQUILIBRIO DEL ELEMENTO.

CONSIDERANDO LA CONDICIÓN DE EQUILIBRIO EN LA REGIÓN IZQUIERDA DEL PUNTO C:



DE ZF120

$$(\rho_w \gamma_w) h dx = \sqrt{k} \sin^2 \phi_m dx$$

$$\Rightarrow \sin^2 \phi_m = 1 / (1 + \cot^2 \phi_m)$$

$$\therefore \sqrt{k} = (\rho_w \gamma_w) h (1 + \cot^2 \phi_m)$$

QUE CONSTITUYE LA CONDICIÓN DE ESFUERZO MÁXIMO A COMPRESIÓN EN EL CONCRETO, POR EFECTO DE MECANISMO DE ARMADURA, POR LO QUE EN LA PARTE MEDIA (FUERA DE LA ZONA DE A.P.) EL ESFUERZO \sqrt{k} NECESARIAMENTE SERÁ MENOR QUE EL DETERMINADO \sqrt{k}_{max} DENTRO DE LA ARTICULACIÓN PLÁSTICA. ASÍ:

$$\cot \phi_m \leq \sqrt{\frac{2f_c}{(\rho_w \gamma_w) h}} - 1$$

POR SIMILITUD:

$$Y_{eh} = b j_t (\rho_w \gamma_w) h \cot \phi_h$$

$$Y_{em} = b j_t (\rho_w \gamma_w) m \cot \phi_m$$

PARA DISEÑO ÓPTIMO SERÁ RECOMENDABLE QUE:

$$Y_{eh} = Y_{em}$$

$$\Rightarrow (\rho_w \gamma_w) h \cot \phi_h = (\rho_w \gamma_w) m \cot \phi_m$$

CONTRIBUCIÓN DEL MECANISMO DE ARD. EN ELEMENTOS CON PROBABLE FORMACIÓN DE ARTICULACIÓN PLÁSTICA:

ES PRÁCTICAMENTE IGUAL A LO DESARROLLADO PARA ELEMENTOS DONDE NO SE PROYECTA COMPORTAMIENTO INELÁSTICO, ÚNICAMENTE EXISTEN UNAS VARIACIONES EN LA DETERMINACIÓN DE γ_a Y β .

$$\begin{aligned} Q_A &= D \sigma_c - \sigma_c \\ &= (1 - \beta) D \sigma_c \\ \Rightarrow \beta &= \sigma_c / D \sigma_c \end{aligned}$$

DONDE:

$$\beta = (\rho_w \sigma_{wy})_h (1 + \cot^2 \phi_m) / D \sigma_c$$

ALGUNAS PROPOSICIONES REGLAMENTARIAS.

- A.I.J. (MECANISMOS DE ARCO Y ARMADURA, TEÓRICA)

$$Q = Q_A + Q_T \leq b d D \sigma_c / z$$

$$Q_A = \tan^2 (1 - \beta) b D D \sigma_c / z$$

$$Q_T = b j_t \rho_w \sigma_{wy} \cot \phi$$

$$\text{DONDE: } \tan \phi = \sqrt{(l/d)^2 + 1} - l/d$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) \rho_w \sigma_{wy} / D \sigma_c$$

$$\sigma_{wy} \leq 2.5 \sigma_s$$

RESISTENCIA EFECTIVA DEL CONCRETO (SIN A.P.)

$$D = \sigma_c = 0.7 - \sigma_c / 2.0 \text{ O.S.}$$

$$\cot \phi \leq \begin{cases} 2.0 \\ j_t / D \tan \phi \\ \sqrt{D \sigma_c / (\rho_w \sigma_{wy})} - 1 \end{cases}$$

ELEMENTOS DONDE SE PLANEO LA FORMACIÓN DE A.P. DONDE NO HAYÁ PLASTIFICACIÓN SE ACEPTAN LAS EXPRESIONES ANTERIORES, EN LAS ZONAS DE PLASTIFICACIÓN SE REVISARÁ CONFORME LO SIGUIENTE:

$$\begin{aligned} D &= (1.0 - 1.5 R_p) \sigma_c \\ &= 0.25 \sigma_c \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 0 < R_p &\leq 0.05 \\ 0.05 < R_p & \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cot \phi_h &= 2.0 - 50 R_p \\ &= 1.0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 0 < R_p &\leq 0.02 \\ 0.02 < R_p & \end{aligned}$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi_m) (\rho_w \sigma_{wy})_h / D \sigma_c$$

Y CONSIDERANDO LAS EXPRESIONES PARA Q_A Y Q_T.

EL SIGNIFICADO DE SÍMBOLOS ESTÁ DENTRO DE LAS NOTAS, Y PARA UNA REVISIÓN CONSIDERANDO EL PROCEDIMIENTO ANTES MENCIONADO CONSULTAR LA REFERENCIA DEL MANUAL A.E.J.

- A.I.J. (EXPERIMENTAL HAZZAWA)

$$Q = Q_c + Q_s$$

$$Q_s = 2.7 \sqrt{\rho_w \sigma_{wy} b j_t}$$

$$Q_c = \left\{ \frac{0.068 (100 \rho_t)^{0.23} (180 + \sigma_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + \frac{N}{b D} \right\} b j_t$$

$$\rho_t = A_s / b d \quad (\text{CANTIDAD DE FLEXIÓN})$$

N: CARGA AXIAL

UNIDADES: Kg, cm, Kg/cm²

LA EXPRESIÓN ES VÁLIDA PARA:

$$M/b d \leq 0.14 \sigma_s$$

$$1 \leq M/(Q \cdot d) \leq 8$$

$$\rho_w \leq 0.012$$

- A.C.I. 318-89 (TEÓRICO - EXPERIMENTAL)

$$Q = Q_c + Q_T \leq 2.12 \sqrt{\sigma_c} b d$$

$$Q_T = \rho_w \sigma_{wy} b d$$

$$N < 0; \quad Q_c = 0.53 (1 + 0.029 N/(b d)) \sqrt{\sigma_c} b d$$

$$N=0 \Rightarrow Q_c = (0.5\sqrt{f_c} + 176\rho_e Q_d/M) b d$$

$$\leq 0.93\sqrt{f_c} b d$$

$$Q_d/M \leq 1.0$$

$$N \neq 0 \Rightarrow Q_c = (0.5\sqrt{f_c} + 176\rho_e Q_d/M') b d$$

$$\leq 0.93\sqrt{(1+0.029N/(b d)) f_c} b d$$

$$M' \equiv M - (4D-d)N/b$$

N: CARGA AXIAL (TENSION -, COMPRESION +)

$$f_{uy} \leq 4219 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_w \geq 3.53/f_{uy} \text{ UNIDADES: kg, cm, kg/cm}^2$$

- NUEVA ZELANDA (NZ3101)

$$Q = Q_c + Q_T \leq 0.2 f_c b d \quad \text{o} \quad (61) b d$$

$$Q_T = \rho_w f_{uy} b d$$

$$N < 0; \quad Q_c = (1 + 12n) Q_{c0} b d$$

$$N \geq 0; \quad Q_c = (1 + 3n) Q_{c0} b d$$

$$n = N/bd$$

$$Q_{c0} = (0.324 + 31.94 f) \sqrt{f_c}$$

N: CARGA AXIAL (TENSION -, COMPRESION +)

$$\text{UNIDADES: kg, cm, kg/cm}^2$$

- CEB-MC-90 (TEORICA)

$$Q = Q_c + Q_T \leq 0.3 b d \sqrt{f_c} \text{ Sen } 2\phi$$

$$Q_T = 0.9 b d \rho_w \sqrt{f_c} \text{ Sen } 2\phi$$

$$Q_c = 2.5 z_{20} b d - Q_T / 3 \geq 0$$

$$z_c = 1.15$$

$$z_{20} = 0.25 z_c f_c$$

$$f_c = 0.0421 \sqrt{f_c} + 7.089$$

$$z_c = z/3$$

$$\text{Cot } \phi = \min(A, B) \geq 1.0 \quad ; \quad A = 5/3$$

$$B = \sqrt{2.2 f_c / (0.6 \rho_w \sqrt{f_c})} - 1$$

$$\text{UNIDADES: kg, cm, kg/cm}^2$$

- CANADA (CSA-A23.3-84) (TEORICA, CAMPOS DE COMPRESION)

$$Q = \rho_w f_{uy} b d \text{ Cot } \phi$$

$$f_{c \max} \leq \sqrt{f_c}; \quad \text{Cot } \phi = \sqrt{(-B + \sqrt{B^2 - 4AC})/2A}$$

$$f_{c \max} \geq \sqrt{f_c}; \quad \text{Cot } \phi = \sqrt{0.6 \sqrt{f_c} / (\rho_w f_{uy})} - 1$$

$$A = 170 E_x + 0.34$$

$$B = 340 E_x + 1.14$$

$$C = 170 E_x + 0.8 - 0.6 \sqrt{f_c} / (\rho_w f_{uy})$$

$$f_{c \max} = 0.6 \sqrt{f_c} / (0.8 + 170 E_x)$$

$$E_x = E_c + (E_c + 0.002) / \tan^2 \phi$$

$$E_c = 0 \sim 0.002$$

$$\text{UNIDADES: kg, cm, kg/cm}^2$$

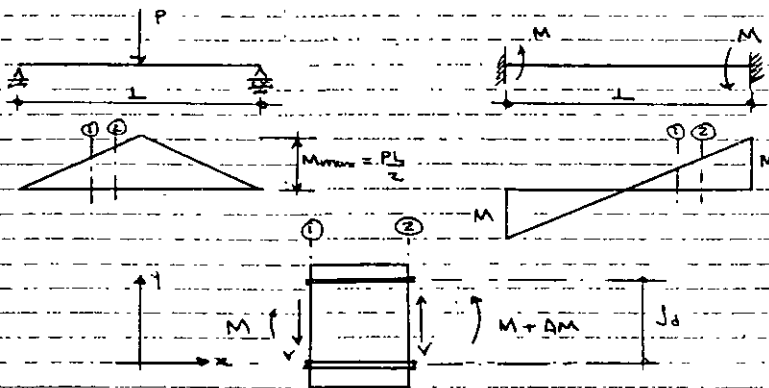
ADHERENCIA Y ANCLAJE

EL FENÓMENO DE ADHERENCIA SE GENERA AL PRESENTARSE CAMBIOS EN LOS ESFUERZOS DEL ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL, ESA DIFERENCIA EN ESFUERZOS DEBERÁ SER TRANSMITIDA AL CONCRETO A TRAVÉS DE ADHERENCIAS (BONO). ESTE ESFUERZO DE ADHERENCIA ES UN ESFUERZO CORTANTE EN LA INTERFAZ BARRA DE ACERO - CONCRETO, QUE TRANSMITE LA CARGA ENTRE LA BARRA Y EL CONCRETO QUE LA rodea.

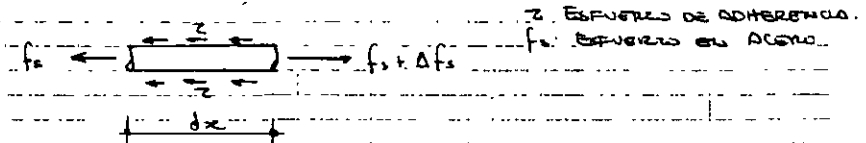
EXISTEN TRES TIPOS DE ADHERENCIA; POR FLEXIÓN, POR ANCLAJE Y POR CORTANTE.

Efecto del fenómeno de adherencia en flexión. EL COMPORTAMIENTO GENERALMENTE SE MANIFIESTA EN AQUELLAS ZONAS DEL ELEMENTO TRABAJANDO EN EL RANGO ELÁSTICO.

EL FENÓMENO SURGE DE LA NECESIDAD DE EQUILIBRAR LA DIFERENCIA DE FUERZAS DE TENSIÓN EN EL ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL, PRODUCTO DE UNA DIFERENCIAL DE MOMENTO.



CONSIDERANDO EL REFUERZO LONGITUDINAL:



DE $\sum F_x = 0$ (EQUILIBRIO):

$$A_s d f_s - z P_o dx = 0$$

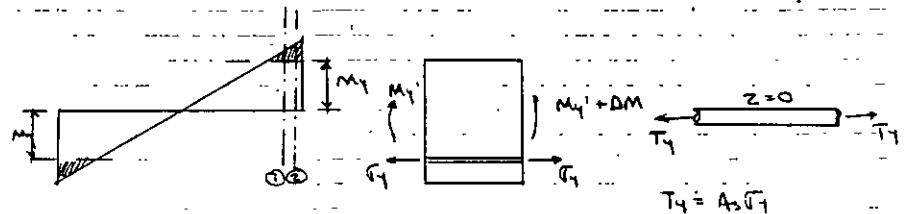
$$z = \frac{A_s d f_s}{P_o dx} \quad ; \quad P_o: \text{PERÍMETRO DE LA BARRA DE REFUERZO LONGITUDINAL}$$

$$\text{Si } f_s = \frac{M}{A_s J_d} \Rightarrow \frac{d f_s}{dx} = \frac{dM/dx}{A_s J_d} = \frac{V}{A_s J_d}$$

$$\therefore z = \frac{V}{P_o J_d}$$

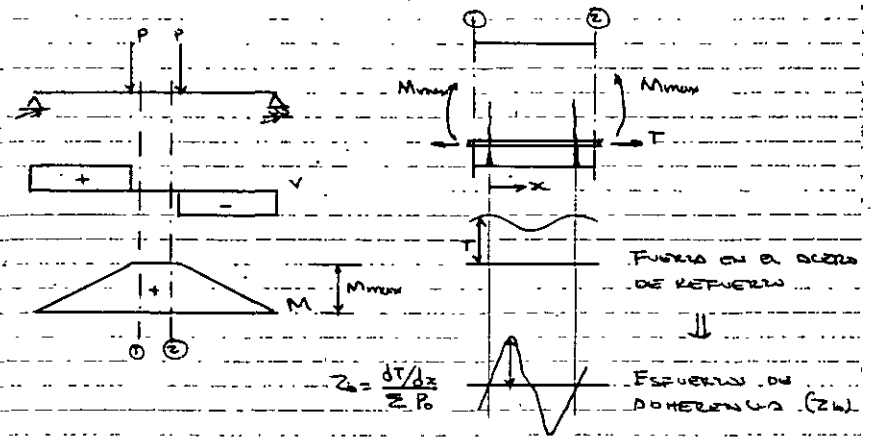
FORMULACIÓN MUY SIMPLE, QUE POR EXISTIR DESPLAZAMIENTO RELATIVO Y AGRIETAMIENTO GENERALIZADO LA EXPRESIÓN NO ES MUY PRECISA, AUNQUE PROPORCIONA UNA IDEA DEL COMPORTAMIENTO.

EN ZONAS DONDE EL MOMENTO ES MAYOR QUE EL DE FLEXIÓN, POR EJEMPLO EN ZONAS DE FORMACIÓN DE ARTICULACIÓN PLÁSTICA, AL NO EXISTIR UN DIFERENCIAL DE ESFUERZOS EN EL ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL, NO HAY DEMANDA DE ESFUERZO DE ADHERENCIA.

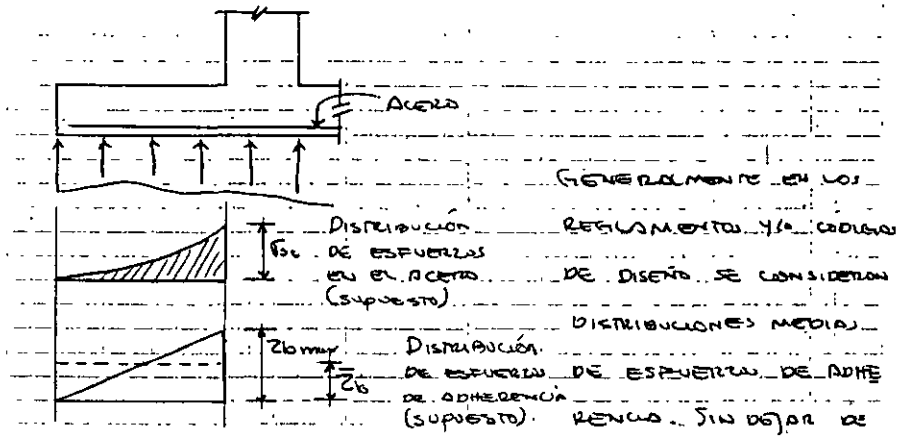


Si se requieren los conceptos de flexión, esto es debido a que debido a que para momentos en la sección transversal mayores a M_y , el incremento de momento se obtiene de la modificación de esfuerzos en el concreto y acero a compresión, y por lo tanto, de la modificación en la posición del eje neutro.

Desde este punto de vista de tratamiento del fenómeno de adherencia, la distribución de esfuerzos σ se considera constante. Sin embargo, no es tan simple, sea por ejemplo una viga o segmento de viga a flexión pura.

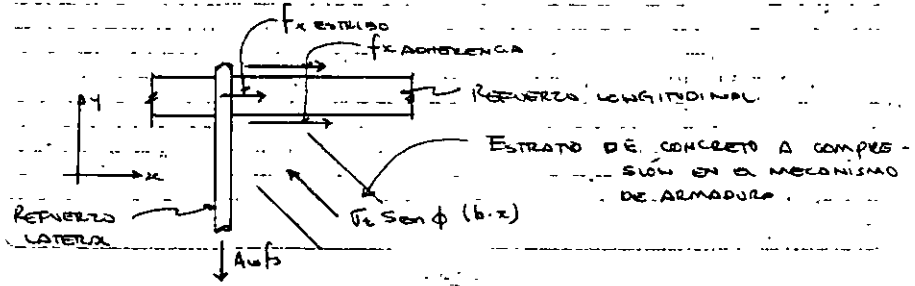


Existen distribuciones de esfuerzos de adherencia tan diferentes y complejas como se pueda uno imaginar. Por ejemplo sea el caso de una zapata de cimentación, donde se asume que la reacción del suelo no es uniforme, y la distribución de momentos no es lineal. En este caso se tiene



contemplar que las distribuciones de esfuerzos son complejas y generalmente desconocidas, lo cual está contemplado en los factores que modifican los esfuerzos de adherencia a considerar, o las longitudes de desarrollo.

Efecto del fenómeno de adherencia en concreto. El fenómeno de adherencia se constituye en la fuerza de equilibrio horizontal en los "nudos" del mecanismo de armadura para transmitir o resistencia de fuerza cortante.



RESISTENCIA POR ADHERENCIA

MECANISMOS PRIMARIOS:

- ADHERENCIA QUIMICA ACERO-CONCRETO
- ADHERENCIA POR FRICCION ACERO-CONCRETO
- ADHERENCIA MECANICA (CORBUCCIONES EN EL ACERO)

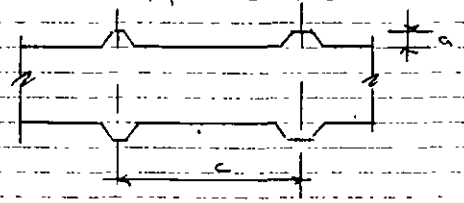
UNICAMENTE EN LOS FENOMENOS POR FRICCION Y MECANICA, INTERVIENE POSITIVAMENTE EL EFECTO DE CONFINAMIENTO DEL ACERO LATERAL.

EN CUANTO AL FENOMENO DE ADHERENCIA MECANICA, LA RESISTENCIA SE INCREMENTA CONFORME SE TENGA UNA SECCION ADECUADA DE LOS PARAMETROS QUE AFECTAN EL FENOMENO:

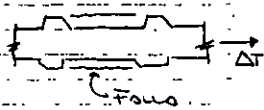
- SI LA CORBUCCION ES ALTA PODRIA FOLGAR ESTO POR FLEXION, O EL CONCRETO POR CONTACTO DIRECTO.
- SI LA CORBUCCION ES BAJA PODRIA FOLGAR POR APLASTAMIENTO DEL CONCRETO.
- SI LA SEPARACION ENTRE CORBUCCIONES AUMENTA, LA RESISTENCIA POR ADHERENCIA DISMINUYE.

DE RESULTADOS EXPERIMENTALES

$a/c > 0.15$



FOLGA POR CONTACTO DIRECTO EN EL CONCRETO



$a/c < 0.10$

FOLGA POR APLASTAMIENTO DEL CONCRETO



LA CONTRIBUCION DE LOS MECANISMOS DE RESISTENCIA POR ADHERENCIA DEPENDERAN DE:

- RESISTENCIA A COMPRESION DEL CONCRETO
- CARACTERISTICAS DIMENSIONALES DEL ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL
- POSICION Y ORIENTACION DEL ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL
- DIMENSIONES DEL RECUBRIMIENTO
- CONFIGURACION Y DISTRIBUCION DEL REFUERZO LATERAL
- CONFIGURACION Y DISTRIBUCION DEL REFUERZO LONGITUDINAL
- CANTIDAD DE ACERO DE REFUERZO LATERAL (ρ_w/ρ_y)

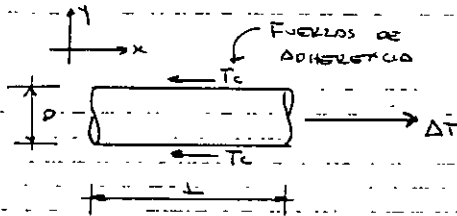
LA PROPOSTA DEL ACE CONTEMPLA PRINCIPALMENTE LOS DOS PRIMEROS FACTORES, Y PROPONE UNA EXPRESION PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA POR ADHERENCIA COMO SE INDICA: (ESFUERZO τ_b)

$\tau_b = (6.3 \sim 7.3) \sqrt{f_c} / D \leq 56 \text{ kg/cm}^2$

DONDE: D ES DIAMETRO DE LA BARRA EN CUESTION

EL VALOR DE 56 kg/cm² COMO LIMITE SUPERIOR DE RESISTENCIA SE OBTUVO DE RESULTADOS EXPERIMENTALES PARA FOLGAS EN CONTACTO DIRECTO.

VOLVIENDO A LA FIGURA DE LA POSICION DE BARRA LONGITUDINAL SUJETO A UNO DIFERENCIAL DE ESFUERZO DE TENSION, QUE DEBERAN SER TRANSMITIDOS AL CONCRETO POR EL FENOMENO DE ADHERENCIA:



DEL EQUILIBRIO

$$\sum F_x = 0$$

$$\Delta T = T_c$$

$$\Delta T = f_s A_s$$

$$T_c = Z_0 P_0 L$$

(1)

EN DISEÑO, POR DEFINICIÓN: $T_c > \Delta T$, SIGNIFICANDO QUE LO DIFERENCIAL DE FUERZA DE TENSION EN LA BARRA ES TRANSMITIDO TOTALMENTE AL CONCRETO.

$$\frac{\Delta T}{T_c} = \frac{f_s A_s}{Z_0 P_0 L} \leq 1$$

$$S: A_s = \pi D^2 / 4 \quad \text{Y} \quad P_0 = \pi D$$

$$\frac{\Delta T}{T_c} = \frac{f_s D}{4 Z_0 L} \leq 1$$

DE DONDE SE PUEDE CONCLUIR, QUE PARA CUMPLIR CON LA DESIGUALDAD Y TENER O LLEGAR UN MEJOR COMPORTAMIENTO ANTE EL FENOMENO DE ADHERENCIA SE DEBEN BUSCAR:

- VALORES PEQUEÑO DE D

- MAYORES LONGITUDES DE DESARROLLO DEL FERRONDO (L)

- MENORES ESFUERZOS EN LAS BARRAS DE REFUERZO (f_s)

- MAYOR RESISTENCIA POR ADHERENCIA (Z_0)

DE LAS MISMA EXPRESIONES (1) SE OBTIENE

$$f_s A_s = Z_0 P_0 L \Rightarrow L = A_s f_s / Z_0 P_0 \quad (2)$$

SI SE ASUMA QUE EL ELEMENTO PRESENTA UN FLUJENCIA POR FLEXION

$$f_s = f_y$$

SE TIENE LA EXPRESION BASICA PARA LONGITUDES DE DESARROLLO Y EL ANCLAJE DE BARRAS DE REFUERZO LONGITUDINAL

$$L = A_s f_y / Z_0 P_0$$

RECORRIENDO LA EXPRESION PROPUESTA POR EL ACI PARA Z_0

PARA FOLLO POR CORTANTE DIRECTO EN EL CONCRETO:

$$Z_{0max} = 56 \text{ kg/cm}^2$$

$$L = \frac{\pi D^2 f_y}{4 \pi 56} = 0.0095 D f_y \quad (3)$$

CONSIDERANDO QUE EL ESFUERZO DE FLUJENCIA DEL ACERO EMPLEADO

ES 25% MAYOR QUE EL NOMINAL ($f_y > f_{ynom}$)

$$L = 1.25 (0.0095) D f_y$$

$$L = 0.006 D f_y \quad (4)$$

QUE CONSTITUYE LA PROPUESTA DEL RFD-B7 PARA VERIFICACION DE ADHERENCIA CUANDO SE PRESENTE FOLLO POR CORTANTE DIRECTO, ES LA LONGITUD DE DESARROLLO BASICA PARA EVITAR ESTE TIPO DE FOLLO.

EN CASO DE FOLLO POR "SPLITTING" (SEPARACION)

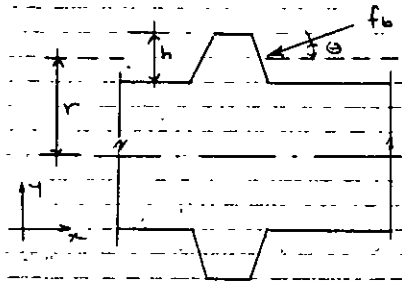
$$Z_{0max} = 6.3 \sqrt{f_c} / D$$

$$L = \frac{A_s f_y}{\pi D (6.3 \sqrt{f_c} / D)} = 0.051 A_s f_y / \sqrt{f_c}$$

$$L = 0.06 A_s f_y / \sqrt{f_c} \quad (5)$$

QUE ES LA PROPUESTA DEL RFD-B7 PARA VERIFICACION ANTE FOLLO POR "SPLITTING" (SEPARACION).

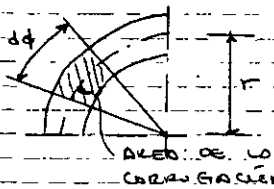
REVISIÓN DE LOS MECANISMOS PRINCIPALES DE RESISTENCIA POR ADHERENCIA MECÁNICA (CORRUCCIÓN DE LA BARRA).



FUERZA INCLINADA EN LA CARA DE LA CORRUCCIÓN:

$$F_b = \frac{f_b \cdot h}{\cos \theta} \cdot r \cdot d\phi$$

CORTE PARCIAL DE LA BARRA



ASI, SOBRE LA BARRA ACTIVARÁN LAS COMPONENTES HORIZONTAL Y VERTICAL DE LO FUERZA F_b, INCLINADO UN ANGULO theta RESPECTO AL QUE DE

LA BARRA.

CONSIDERANDO LA COMPONENTE A LO LARGO DE LA BARRA:

$$F_{bx} = \left(\frac{f_b \cdot h}{\cos \theta} \cdot r \cdot d\phi \right) \cdot \cos \theta = f_b \cdot h \cdot r \cdot d\phi \quad (6)$$

INTEGRANDO SE OBTIENE LO FUERZA TOTAL POR CORRUCCIÓN:

$$F_{bx} = \int_0^{2\pi} f_b \cdot h \cdot r \cdot d\phi = \pi \cdot D \cdot f_b \cdot h \quad (7)$$

DONDE D = 2r.

SIENDO S LA SEPARACIÓN ENTRE CORRUCCIONES, LA FUERZA POR UNIDAD DE LONGITUD QUEDA:

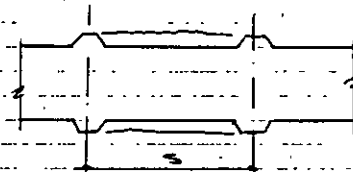
$$F_{bx} = \frac{\pi}{3} D f_b h \quad (8)$$

DE DONDE EL ESFUERZO POR ADHERENCIA SERÁ:

$$z = F_{bx} / P_0 = F_{bx} / \pi D$$

$$z = f_b \cdot h / s \quad (9)$$

SI EL TIPO COMÚN DE FALLO ANTE LA INCIDENCIA DE ESTA FUERZA HORIZONTAL EN LA CORRUCCIÓN DE LA BARRA ES POR CORTANTE DIRECTO:



LA FALLO SE PRESENTARÁ CUANDO LO FUERZO HORIZONTAL SEA IGUAL O MAYOR A LA RESISTENCIA A CORTANTE DIRECTO DEL CONCRETO EN UNA SUPERFICIE CILÍNDRICA DE FALLO ENTRE CORRUCCIONES. (CONSIDERANDO LA EXPRESIÓN (4)).

CONSIDERANDO LA EXPRESIÓN (4):

$$f_b \cdot h \cdot r \cdot d\phi = \sqrt{\tau_{\text{constante}}} \cdot r \cdot d\phi \cdot s$$

PUES SE ESTO ACEPTAMOS QUE $(r + h/2) d\phi \approx r d\phi$, POR EL HECHO DE QUE $r \gg h$; $\sqrt{\tau_{\text{constante}}}$ ES EL ESFUERZO CORTANTE DIRECTO RESISTENTE DEL CONCRETO.

$$\Rightarrow f_b = \sqrt{\tau_{\text{constante}}} \cdot s / h \quad (10)$$

SUSTITUYENDO (9) EN (10):

$$z = \sqrt{\tau_{\text{constante}}} \quad (11)$$

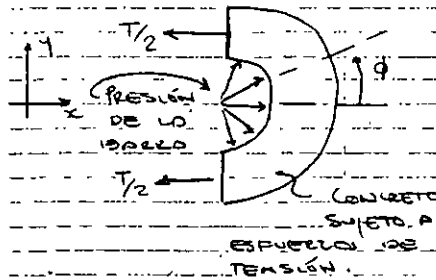
EN ESTE TIPO DE FALLO LA RESISTENCIA POR ADHERENCIA ESTARÁ DETERMINADO POR LA RESISTENCIA AL CORTANTE DIRECTO DEL CONCRETO.

CONSIDEREMOS AHORA LO COMPONENTES PERPENDICULAR A LA BARRA.

$$F_{0y} = \left(f_b \frac{h}{\cos \phi} r d \phi \right) \sin \theta \quad (12)$$

$$= f_b h r d \phi \tan \theta$$

ESTO PARA CADA ϕ O DEBERÁ SER EQUILIBRADO POR "SPALLING" EN EL CONCRETO, QUE ES UN FENÓMENO DE SEPARACIÓN RESISTIDO POR TENSIÓN EN EL CONCRETO.



LO FUERZO TOTAL DE TENSIÓN EN EL CONCRETO, SERÁ

$$T = 2 \int_0^{\pi/2} f_b h r \tan \theta \cos \phi d\phi$$

AL AFECTAR LA EXPRESIÓN (12) POR $\cos \phi$ ES CON OBJETO DE DESCOMPONER LAS FUERZAS

RODIALES DE LA BARRA SOBRE EL CONCRETO EN DIRECCIÓN X.

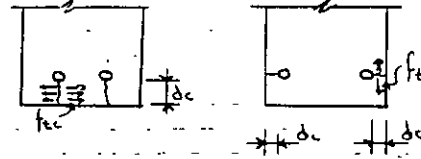
$$T = D f_b h \tan \theta$$

Y LA FUERZA POR UNIDAD DE LONGITUD SERÁ:

$$T_u = \frac{2}{3} f_b h \tan \theta \quad (13)$$

SI EL TIPO MAS COMÚN DE FOLLO POR "SPALLING" O SEPARACIÓN SE PUEDE REPRESENTAR CON EL ABRIETAMIENTO DEL RECUBRIMIENTO.

SUPONGÁSE QUE LA DIMENSIÓN DEL RECUBRIMIENTO ES d_c , Y QUE EL ABRIETAMIENTO SE PRESENTARÁ EN EL RECUBRIMIENTO MAS PEQUEÑO.



f_{tc} : RESISTENCIA A TENSIÓN DEL CONCRETO. (ESFUERZO RESISTENTE DE TENSIÓN).

$$\frac{2}{3} f_b h \tan \theta = f_{tc} d_c \quad (14)$$

SI COBREMOS DE (9), QUE $Z = f_b h / s$

DESPEJAMOS f_b DE (14) Y SUSTITUIMOS EN LA EXPRESIÓN ANTERIOR.

$$Z = f_{tc} d_c / \phi \tan \theta \quad (15)$$

SI CONSIDERAMOS $\theta = 45^\circ$ (DEPENDIENDO DE PARÁMETROS DE ACERO PERO $\theta = 45^\circ$ NO ES VALOR FUERA DEL ESTÁNDAR EMPLEADO).

$$Z = f_{tc} d_c / \phi \quad (16)$$

EN ESTE TIPO DE FOLLO ("SPALLING"), LA RESISTENCIA POR ADHESIÓN SERÁ FUNCIÓN DE LA RESISTENCIA A TENSIÓN DEL CONCRETO LA DIMENSIÓN DEL RECUBRIMIENTO MÍNIMO (d_c) Y EL DIÁMETRO DE LA BARRA (ϕ).

ES IMPORTANTE NOTAR LA SIMILITUD DE LAS ECUACIONES PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA POR ADHESIÓN. CONSIDERANDO UNICAMENTE LAS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LAS BARRAS Y MECÁNICAS DEL CONCRETO (EXPRESIONES 11 Y 16), CON LA PROPUESTA DEL ACI PARA DETERMINAR EL ESFUERZO RESISTENTE:

$$Z_u = (6.3 \sim 7.3) \sqrt{f_c} / \phi \leq 56 \text{ kg/cm}^2$$

REVISIÓN POR ADHERENCIA DE UNA VIGA CON DISTRIBUCIÓN ANTISIMÉTRICA DE MOMENTOS, Y PROBABLE FORMACIÓN DE ARTICULACIONES PLÁSTICAS EN LOS EXTREMOS. (CÓDIGO A.I.)
 CONSIDERANDO NUEVAMENTE UN SEGMENTO DE BARRA SUJETO A UNA QUE ACTÚA UN DIFERENCIAL DE ESFUERZOS.

DIFERENCIAL DE ESFUERZOS QUE PRODUCE UNA DIFERENCIAL DE FUERZA DE TENSIÓN EN LA BARRA. COMO SE VIÓ ANTES ESTO ΔT SERÁ EQUILIBRADA POR UNA FUERZA HORIZONTAL CONTRARIA EN SENTIDO, Y DEFINIDA COMO FUERZA DE ADHERENCIA.

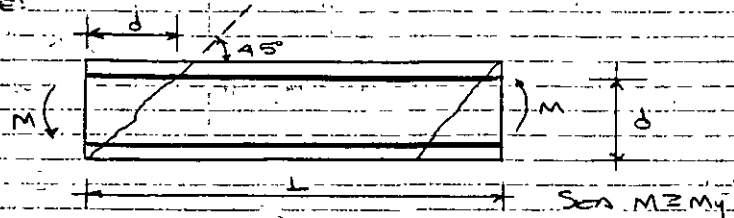
$$\Delta T = \Delta \sigma_s A_s \quad (\text{DIFERENCIAL EN LA BARRA})$$

$$T_c = Z P_o L \quad (\text{FUERZA POR ADHERENCIA})$$

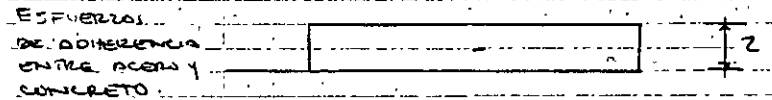
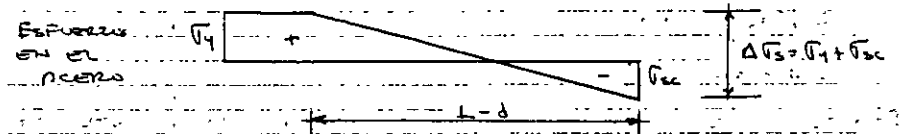
$$S_i A_s = \pi D^2 / 4 \quad \text{y} \quad P_o = \pi T D$$

$$Z = \Delta \sigma_s D / 4 L$$

Ahora bien, en una viga sujeta a distribución antisimétrica de momentos, producto de incidencia de excitación sísmica, se tiene:



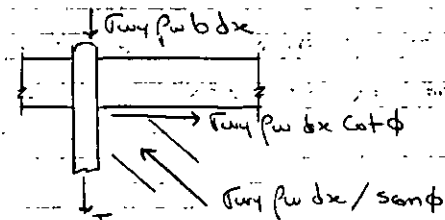
ACEPTANDO QUE, AL FIGURAR UNA GRIETA EN LA TROJECTORIA DE LA BARRA DE ACERO LONGITUDINAL, EN ESE PUNTO EL ESFUERZO DE ADHERENCIA SE NULIFICA (AL NO EXISTIR CONCRETO AL REDEDOR DEL ACERO EN LA GRIETA). Y REVISANDO LOS ESFUERZOS EN LAS BARRAS DE REFUERZO DEL LECHO SUPERIOR DE LA VIGA ANTERIOR:



Así, por equilibrio de flexión en el elemento, la demanda total de esfuerzos de adherencia (z) en la longitud total de transmisión (L-d), será:

$$z l = \Delta \sigma_s D / 4 (L-d) \quad (17)$$

La demanda de adherencia por efecto de cortante producto del mecanismo de armadura será:



RECORDANDO DE LA EXPRESION PRIMARIA:

$$Z_e = V / \rho_o J_e$$

y, POR MECANISMO DE ARMADURA:

$$V_e J_e \leq \rho_w \sigma_{wy} \cot \phi$$

$$Z_e = \frac{\rho_w \sigma_{wy} \cot \phi}{Z \rho_o} \quad (\rho_o: \text{PERIMETRO DE LA BARRA}) \quad (1.2)$$

AHORA BIEN, PERO DICEN QUE SE CONSIDERA LO SIGUIENTE (A.F.):

$$\Delta f_s = 3 f_y \quad \text{PARA ELEMENTOS CON DOS ARTICULACIONES PLASTICAS (UNA EN CADA EXTREMO)}$$

$$\Delta f_s = 1.5 f_y \quad \text{PARA ELEMENTOS CON UNA ARTICULACION PLASTICA (EN UN EXTREMO)}$$

$$\Delta f_s = 2 f_y \quad \text{PARA ELEMENTOS DONDE NO SE PROYECTA LA FORMACION DE ARTICULACION PLASTICA}$$

DONDE f_y ES LA RESISTENCIA MAXIMA PROBABLE A LA FLESION DEL ACERO (CON OBJETO DE CONSIDERAR LO POSIBLE SOBRE LA RESISTENCIA DE MATERIAL, $f_y = 1.25 f_y$)

f_y ES LA RESISTENCIA NOMINAL A LA FLESION

AHORA BIEN, SI TIENES COMO LOS VALORES DE RESISTENCIA A LA FLESION DE MATERIAL A EMPLEAR, OBTENIDA POR PRUEBAS DE LABORATORIO, PUEDE ELIMINARSE E CONSIDERAR

f_y Y CONSIDERANDO UN ANALISIS DE FLEXION DE LAS SECCIONES, OBTENIENDO LA DISTRIBUCION "REAL" DE ESFUERZOS

EN EL ACERO, LOS VALORES DE Δf_s PUEDEN DETERMINARSE ANALITICAMENTE, Y EVITAR LOS VALORES ANTERIORES QUE OBLIVAMENTE CASTAN AL ELEMENTO EN ESTA REVISION.

LOS VALORES DE $\rho_w \sigma_{wy}$ Y $\cot \phi$ CORRESPONDIENTES AL MECANISMO DE ARMADURA PARA RESISTENCIA AL VERTICALE, SE CONSIDERARON AQUELLOS DE LA PARTE MEDIO DEL ELEMENTO ($\rho_w \sigma_{wy})_m$ Y $\cot \phi_m$. ESTO OBTIENE A QUE, COMO SE MENCIONO ANTERIORMENTE, EL FENOMENO DE ADHERENCIA SE LLEVA A CABO PRINCIPALMENTE EN ZONAS DE COMPORTAMIENTO ELASTICO.

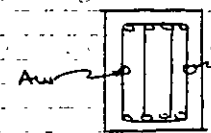
LA RESISTENCIA POR ADHERENCIA DE ELEMENTOS LINEALES DE CONCRETO REFORZADO, ESTA AFECTADA POR UN GRAN NUMERO DE PARAMETROS COMO YA SE MENCIONO, SIN EMBAORO A A.F.] BASANDOSE EN UNA PROPUESTA DE MORITA-FULLI ESTABLECE LO SIGUIENTE: (PROPUESTA EXPERIMENTAL): UNIDADES kg, cm.

FORMULA SIMPLIFICADA:

$$Z_e = (1.2 + 5 \rho_w' b / d) \sqrt{f_c}$$

PARA BARRAS DE LECHO INFERIOR. PARA BARRAS DE LECHO SUPERIOR ESTA EXPRESION SE REDUJO EN 20%.

$$\rho_w' = Z A_w / b d$$



A_w : CANTIDAD DE REFUERZO LATERAL EXTERIOR UNICAMENTE.
 b : ANCHO DEL ELEMENTO
 d : SEPARACION DEL REFUERZO LATERAL.

b: ANCHO DE ELEMENTO

D: DIÁMETRO DE LA BARRA A REVISAR

TAMBIÉN SE PUEDE EMPLEAR OTRA FORMULACIÓN MÁS DETALLADA, AUNQUE TAMBIÉN EXPERIMENTAL:

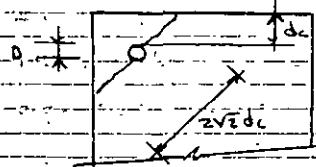
$$Z_R = Z_{L0} + Z_{st}$$

CONTRIBUCIÓN DEL CONCRETO:

$$Z_{L0} = (0.4 b_i + 0.5) \sqrt{f_c}$$

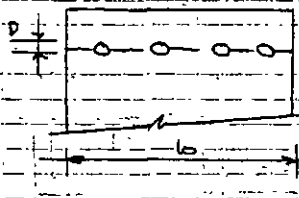
Donde $b_i \leq \begin{cases} b_{ci} \\ b_{si} \end{cases}$

$$b_{ci} = (2\sqrt{z} d_c - D) / D$$



FALLA DE ESQUINA
(ANCHO PARA FALLA DE ESQUINA = b_{ci})

$$b_{si} = (b - \sum D) / \sum D$$



FALLA LATERAL

SE CONSIDERA EL MENOR DE LOS VALORES DE b_i PORQUE ES EL QUE PROPORCIONARÁ LA PROBABLE SUPERFICIE DE FALLA POR SEPARACIÓN EN EL CONCRETO.

CONTRIBUCIÓN DEL ACERO (REFUERZO LATERAL Y LONGITUDINAL)

PARA FALLA DE ESQUINA:

$$b_i = b_{ci} < b_{si}$$

$$Z_{st} = 50 A_w \sqrt{f_c} / s \cdot D$$

A_w AREA DE UNO SOLA RAMA DE REFUERZO LATERAL. AREA DE LA BARRA EMPLEADA COMO REFUERZO LATERAL.

s: SEPARACIÓN DEL REFUERZO LATERAL

D: DIÁMETRO DEL REFUERZO LONGITUDINAL

PARA FALLA LATERAL:

$$b_i = b_{si} \leq b_{ci}$$

$$Z_{st} = (Z_0 + 5 N_u + 15 N_s) \frac{1}{N_t} \rho_w b \sqrt{f_c} / D \quad (19)$$

si $\frac{N_t}{2} < N_u$; $Z_{st} = 5 \rho_w b \sqrt{f_c} / D$

N_t : NÚMERO TOTAL DE BARRAS DE REFUERZO LONGITUDINAL

$$N_t = Z + N_s + N_u$$

N_s : BARRAS, QUE NO SIENDO DE ESQUINA, ESTÁN ABIERTAS O CONFINADAS POR REFUERZO LATERAL.

N_u : BARRAS QUE NO TIENEN CONFINAMIENTO POR REFUERZO LATERAL.

FRACCIÓN:



$N_t = 3$
 $N_s = 1$

$N_t = 4$
 $N_s = 2$

$N_t = 4$
 $N_s = 2$

Si A_w es el área de la barra empleada como refuerzo lateral:

$$\rho_w = 2A_w / b \cdot s$$

La expresión (14) se constituye en el promedio pesado de la resistencia por adherencia de las barras (individuales) que pudieran conformar el refuerzo. Esto es, las expresiones anteriores se emplearán para realizar un análisis del problema de adherencia del conjunto de barras.

Además bien, la resistencia individual de barras longitudinales ante diferentes condiciones de confinamiento será:

Para barras de esquina:

$$Z_{st1} = 1.22 \times 15.9 A_w \sqrt{f_c} / s \cdot D$$

Para barras sin confinamiento de refuerzo lateral:

$$Z_{st2} = 1.22 \times 7.63 A_w \sqrt{f_c} / s \cdot D$$

Para barras, que no siendo de esquina, están confinadas por refuerzo lateral:

$$Z_{st3} = 15 \rho_w b \sqrt{f_c} / D$$

$$\text{Si } \rho_w = 2A_w / s b \Rightarrow A_w = \rho_w s b / 2$$

$$\therefore Z_{st1} = 10 \rho_w b \sqrt{f_c} / D$$

$$Z_{st2} = 5 \rho_w b \sqrt{f_c} / D$$

Donde lo simbólico es lo mismo que en casos anteriores.