



**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.

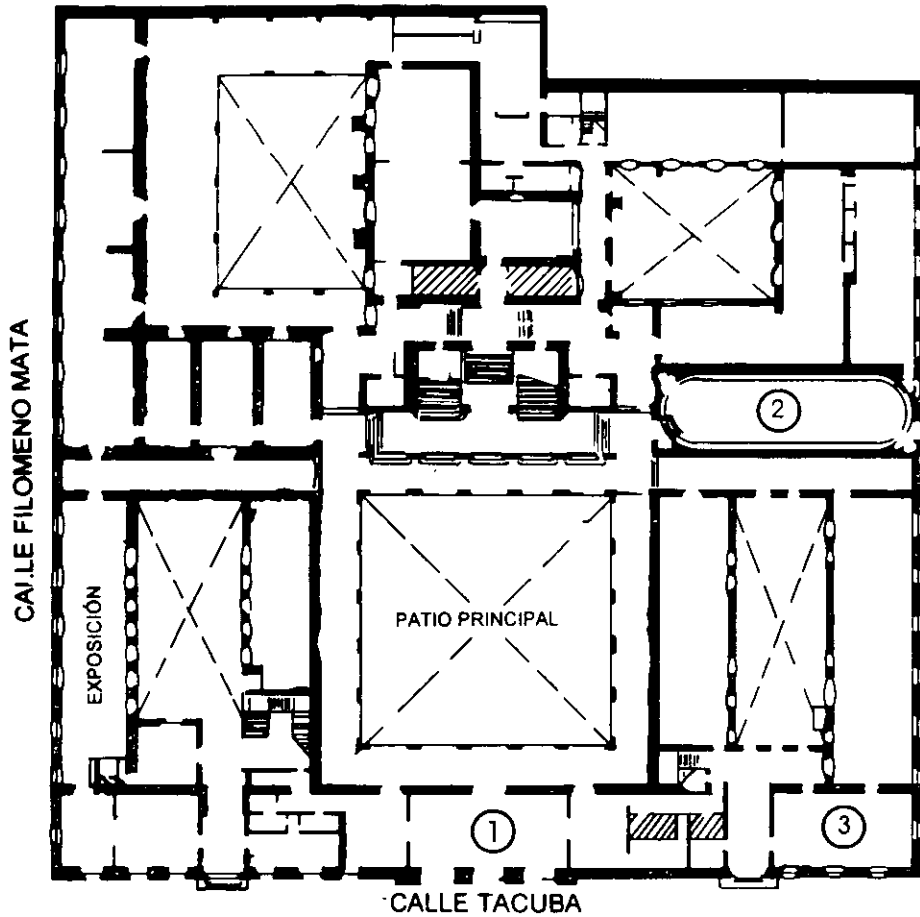
Con el objeto de mejorar los servicios que la División de Educación Continua ofrece, al final del curso deberán entregar la evaluación a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos.

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.

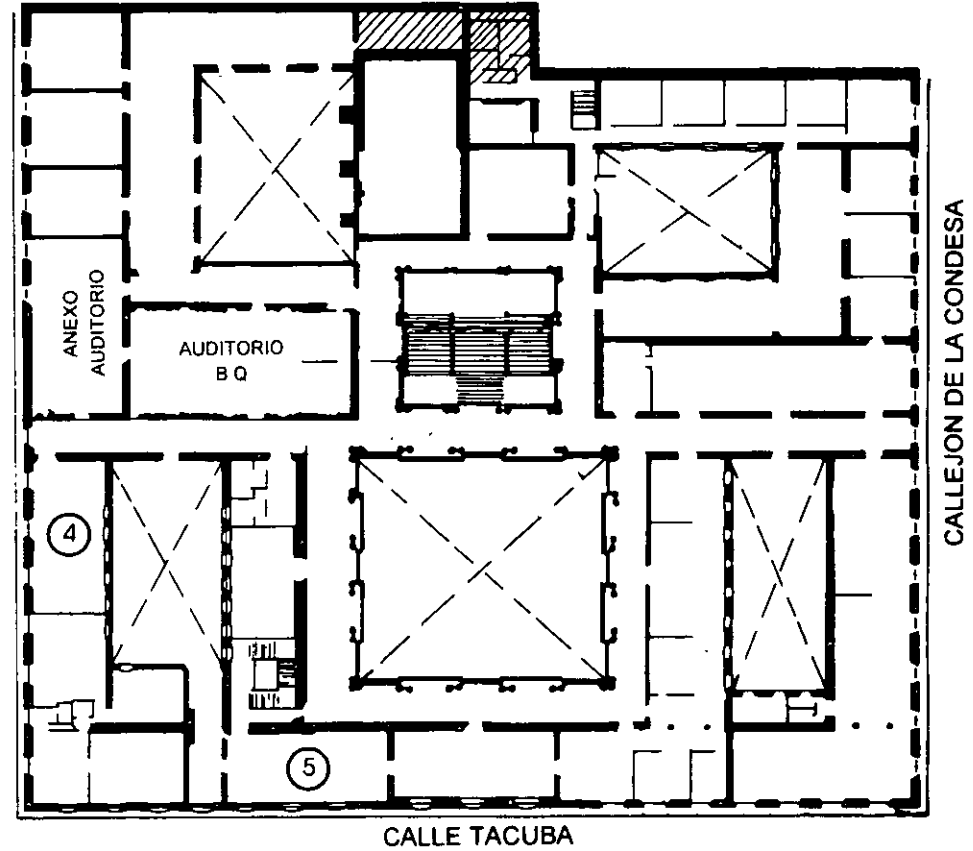
Atentamente

División de Educación Continua.

PALACIO DE MINERIA

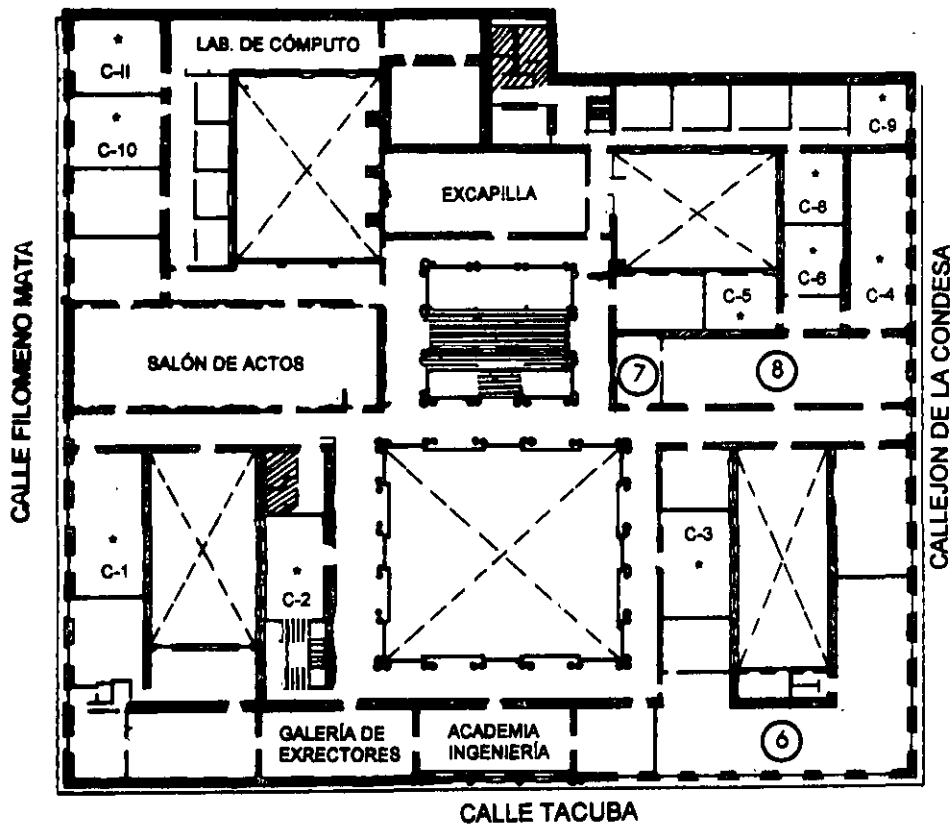


PLANTA BAJA



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

DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA





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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PUENTES

" CIMENTACIONES RECTANGULARES "

JULIO DE 1998.

45-5/2

1-100-02

50-111-98

CIMENTACIONES RECTANGULARES

$$K_R = \alpha \beta K$$

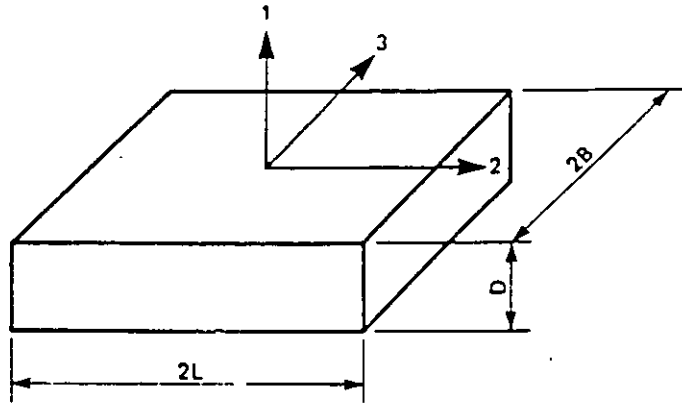
donde :

α = factor de forma

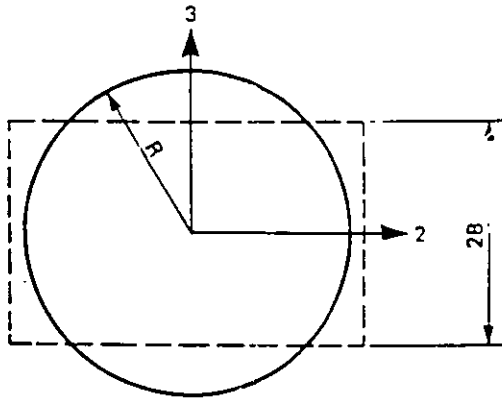
β = factor de desplante

K = coeficiente de rigidez para una cimentación circular

Zapata
rectangular



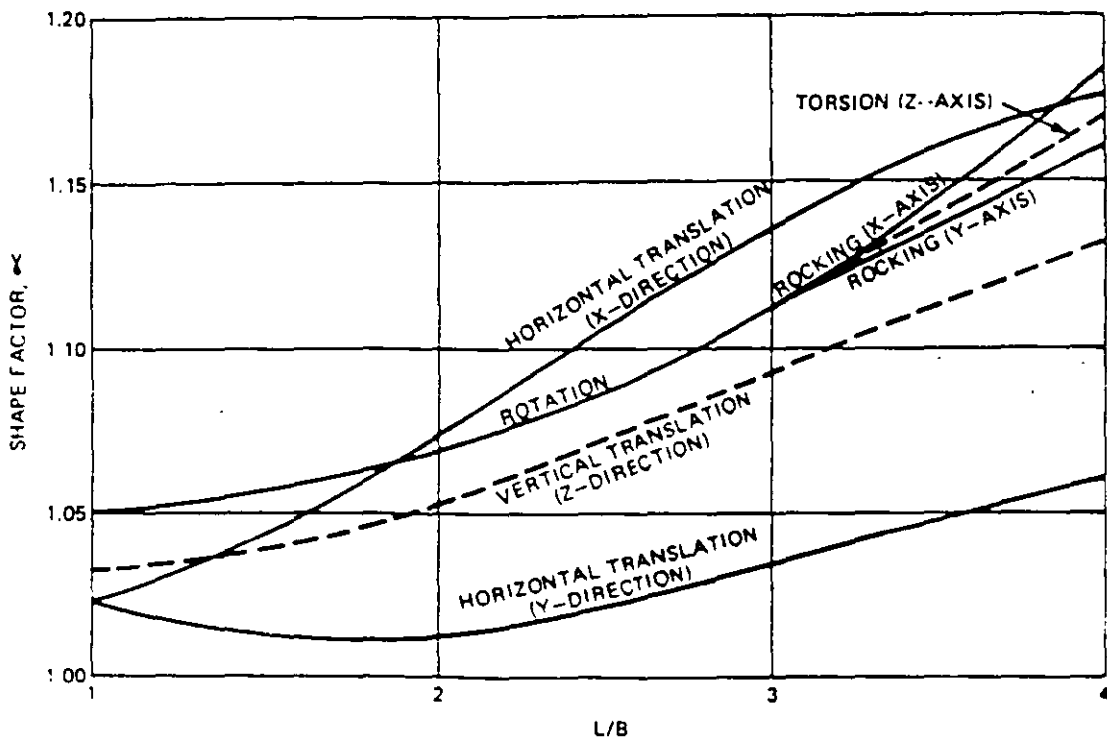
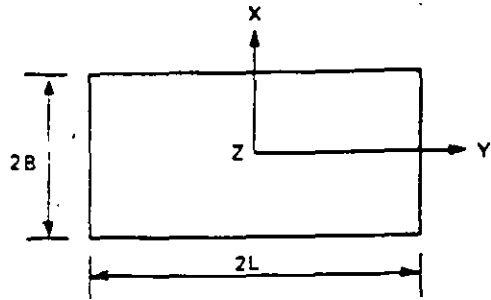
Zapata
circular
equivalente



Radio equivalente

RADIOS EQUIVALENTES

TRASLACIÓN	$R_0 = 4BL / \pi$
ROTACIÓN (FLEXIÓN ALREDEDOR DE X)	$R_3 = \left[\frac{4BL (4B^2 + 4L^2)}{6\pi} \right]^{1/4}$
ROTACIÓN (FLEXIÓN ALREDEDOR DE Y)	$R_2 = \left[\frac{(2B)^3 + (2L)^3}{3\pi} \right]^{1/4}$
TORSIÓN	$R_1 = \left[\frac{(2B) (2L)^3}{3\pi} \right]^{1/4}$



FACTOR DE FORMA



Descripción:

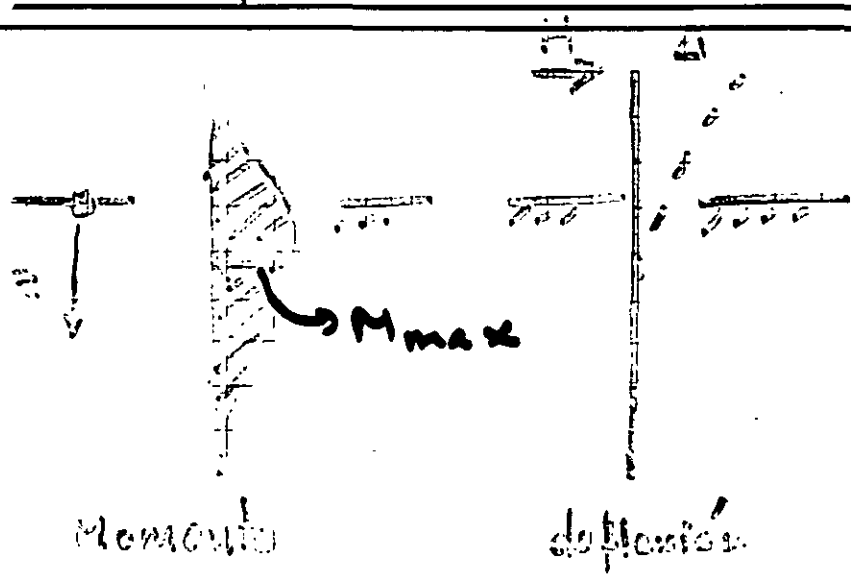
MODELO DE VOLADIZO

Hoja de

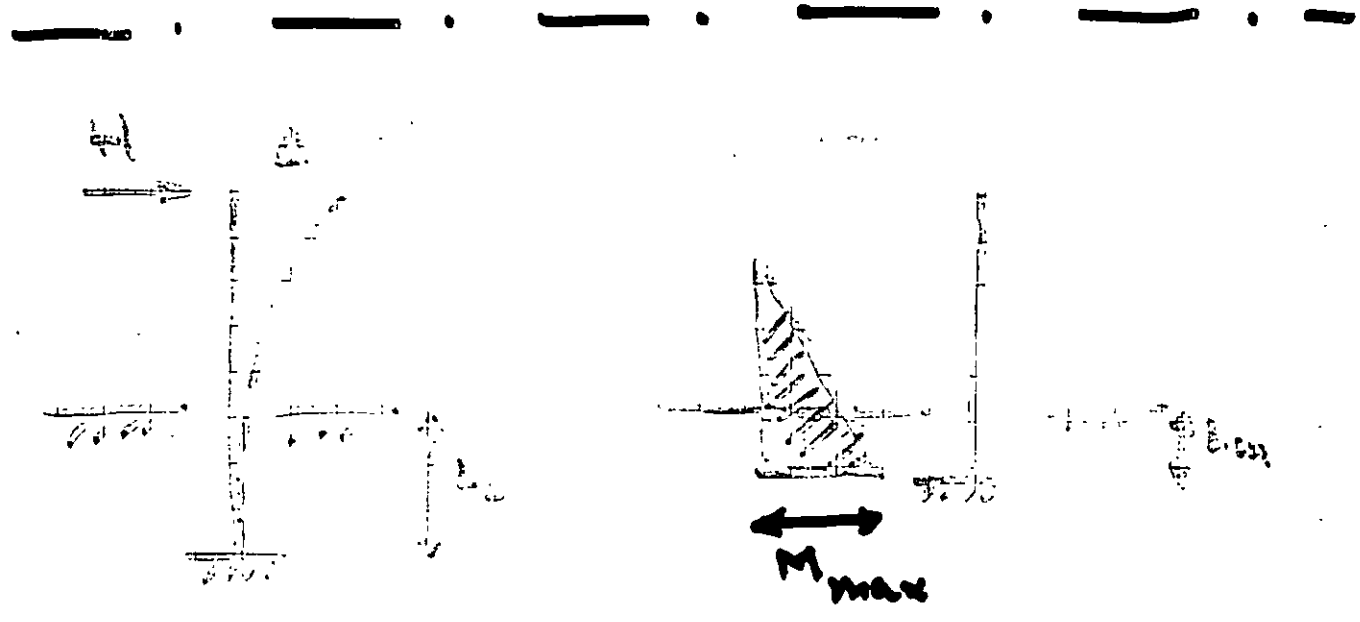
Elaboró:

Revisó:

Fecha:



SISTEMA REAL



$L_0 = 1.4 R$

$L_{01} = 0.4 R$

$L_0 = 1.4 R'$

$L_{01} = 0.4 R'$

$$R = \sqrt[4]{\frac{EI}{k_h}}$$

Suelos cohesivos

$$R' = \sqrt[5]{\frac{EI}{\eta_h}}$$

Suelos no cohesivos

$$\eta_h = \frac{d(k_h)}{dz}$$

k_h = módulo de reacción horizontal del suelo

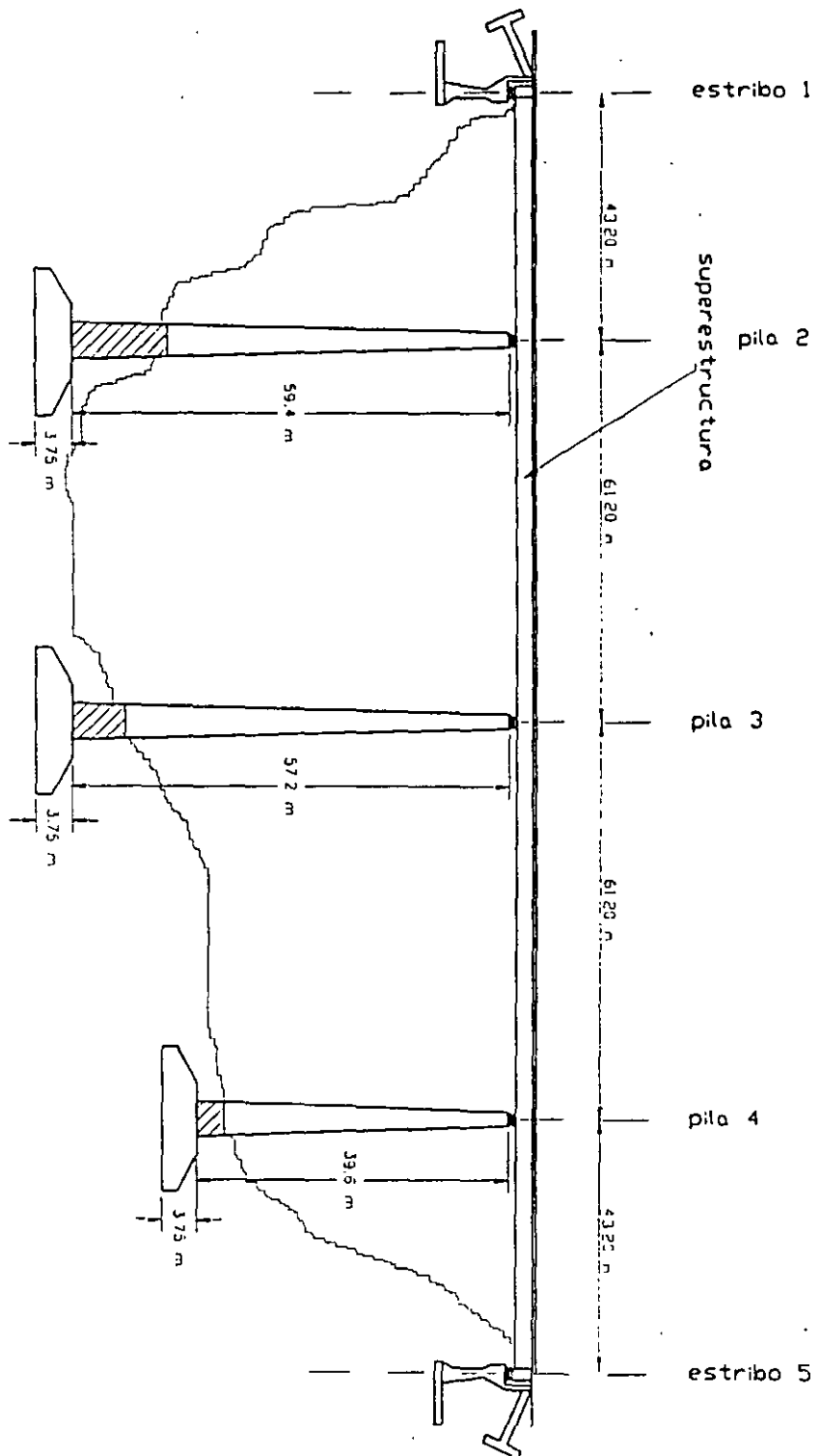
$$k_h = k_h (N, c_u, \phi)$$

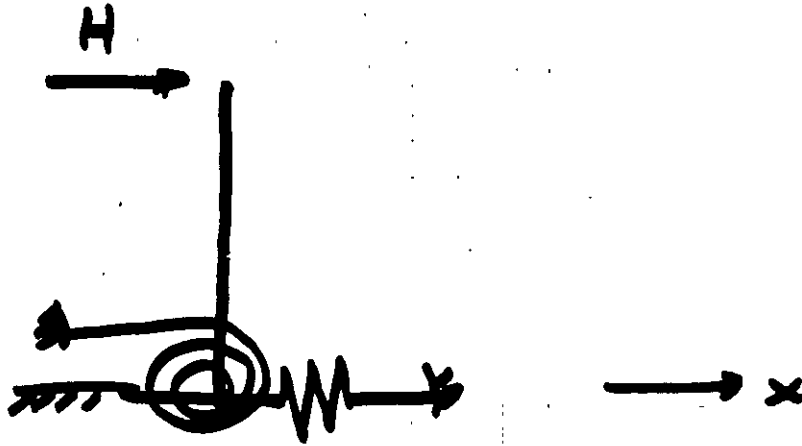
N = # de golpes

c_u = resistencia al cortante del suelo

ϕ = ángulo de fricción interna

EI = rigidez a flexión del pilote





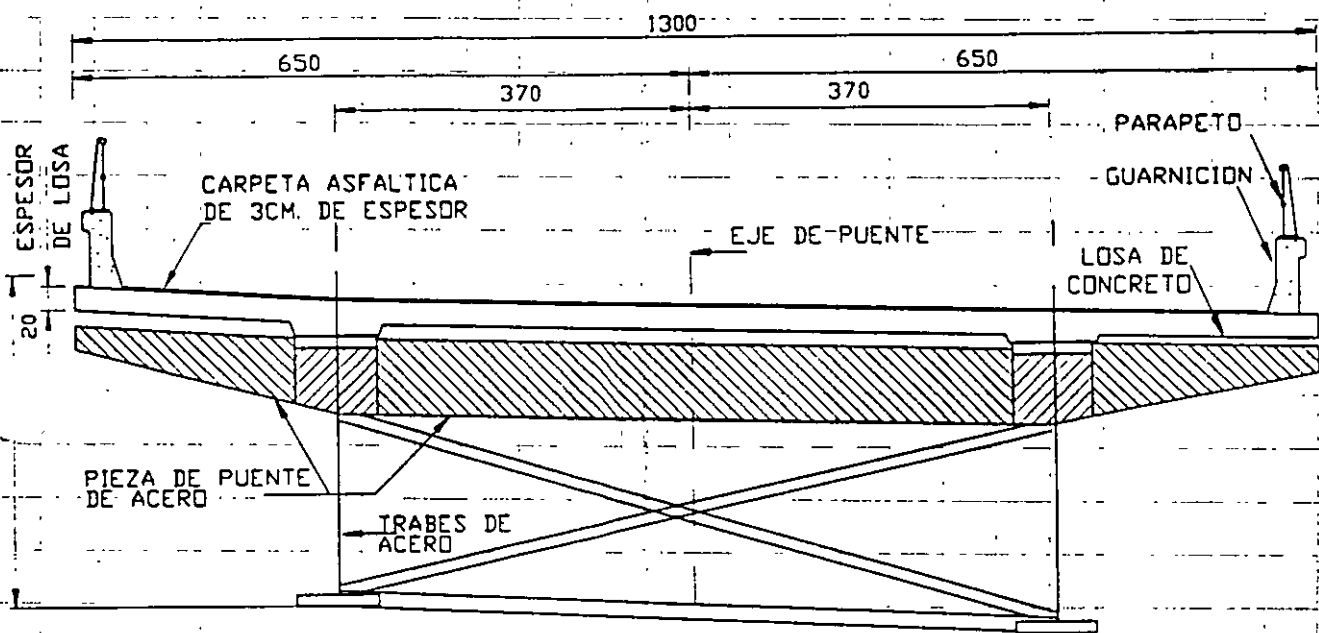
$$\begin{bmatrix} H \\ M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{x\theta} \\ k_{\theta x} & k_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_x \\ \theta \end{Bmatrix}$$

POULOS

BLANEY

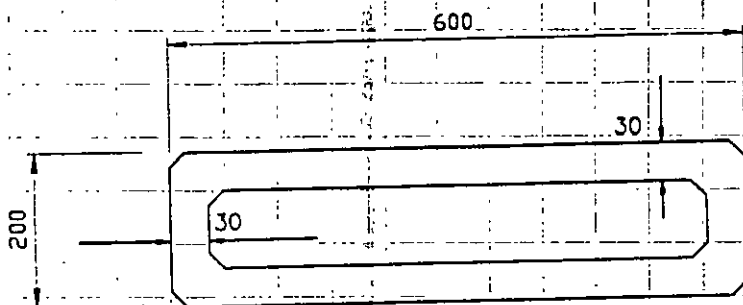
KAYNIA

GOMEZ



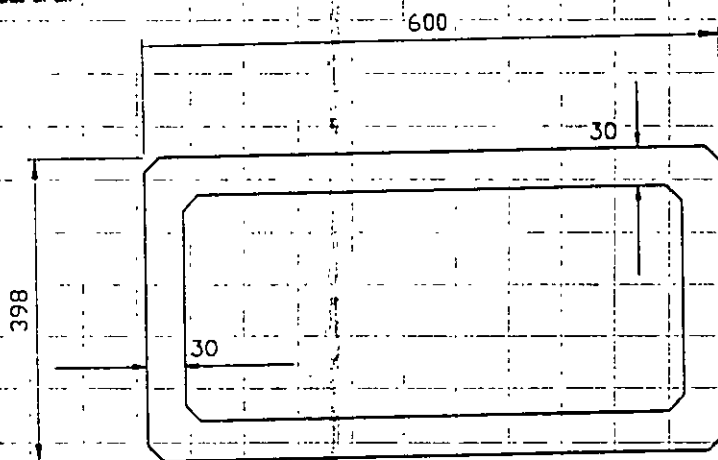
Dimensiones en cm

SECCION TRANSVERSAL DE LA COLUMNA



PARTE SUPERIOR

Dimensiones en cm



PARTE INFERIOR

METODO SIMPLIFICADO

ELEMENTO A DISEÑAR: Columna 2 del puente

PESO TOTAL: 774.18 ton

MASA TOTAL: 78.92 ton*s²/m

$$E = 14000 \sqrt{250} = 2.2135 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2 = 2.2135 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$$

Rigidez lineal en el sentido de análisis

Rigidez lineal del marco en dirección longitudinal y transversal, considerando que la columna gira en su parte superior

$$K_x = 856.03$$

$$K_y = 358.51$$

Estos valores se determinaron con la expresión :

$$K = \frac{3EI}{H^3}$$

Rigidez lineal del marco en dirección longitudinal y transversal, sin considerar que gira la parte superior de la columna.

$$K_x = 3500.12$$

$$K_y = 1434.04$$

Estos valores se determinaron con la expresión :

$$K = \frac{12EI}{H^3}$$

Periodo natural de vibración

El período natural de vibración de la estructura se obtiene al aplicar la siguiente expresión :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K}}$$

donde m es la masa tributaria.

Con base en las rigideces calculadas anteriormente se obtienen los siguientes periodos, así como sus respectivos coeficientes de aceleración del terreno.

a) con los valores de rigideces que consideran giro en el extremo superior

$$T_x = 1.89 \text{ s} \quad a_o = 0.42$$

$$T_y = 2.95 \text{ s} \quad a_o = 0.34$$

b) con los valores de rigideces que no consideran giro en la parte superior de la columna

$$T_x = 0.94 \text{ s} \quad a_o = 0.60$$

$$T_y = 1.47 \text{ s} \quad a_o = 0.48$$

Fuerza lateral equivalente "P".

La fuerza lateral equivalente que se aplicará a la estructura se obtiene con la expresión :

$$P = \frac{a_o}{Q'} W$$

donde W es el peso de la masa tributaria, a_o es el coeficiente de aceleración del terreno y Q' es el factor de comportamiento sísmico. Con esta expresión se tiene que para:

$$a_o = 0.42$$
$$a_o = 0.34$$

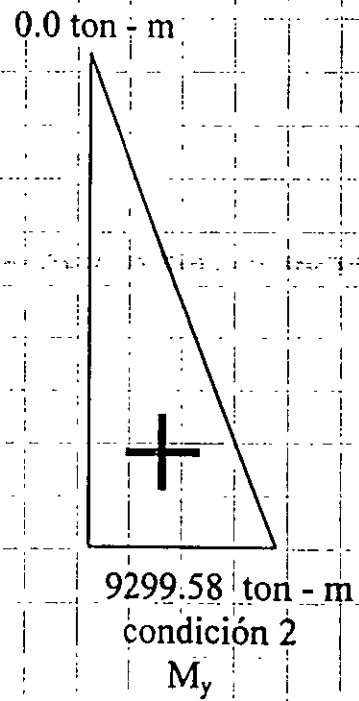
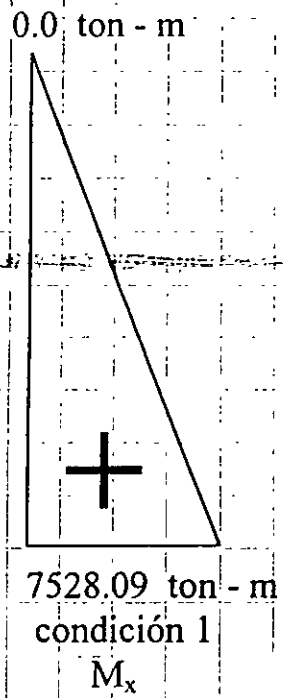
$$P_x = 162.58 \text{ ton}$$
$$P_y = 131.61 \text{ ton}$$

$$a_o = 0.60$$
$$a_o = 0.48$$

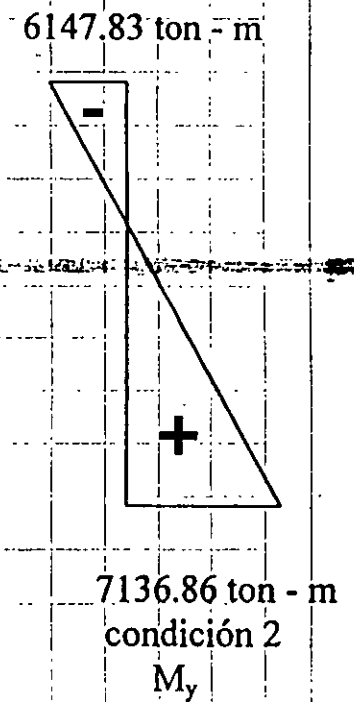
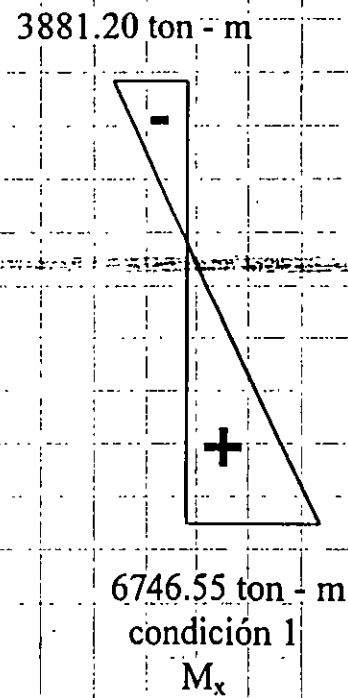
$$P_x = 232.25 \text{ ton}$$
$$P_y = 185.80 \text{ ton}$$

Nota: Los coeficientes de aceleración del terreno se determinaron según el espectro de diseño correspondiente a la zona sísmica y al tipo de estructura.

DIAGRAMA DE MOMENTOS, METODO SIMPLIFICADO

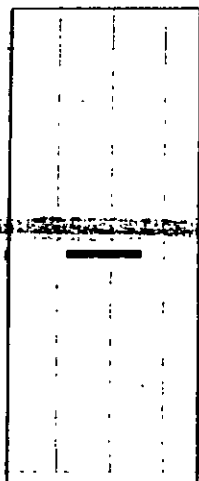


$$K = \frac{3EI}{H^3}$$

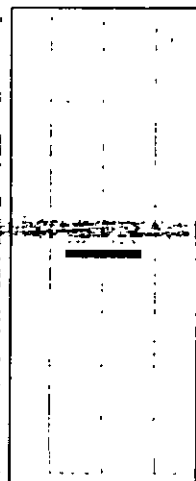


$$K = \frac{12EI}{H^3}$$

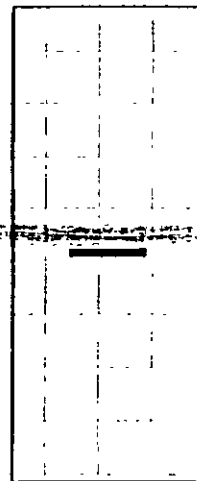
DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES, METODO SIMPLIFICADO



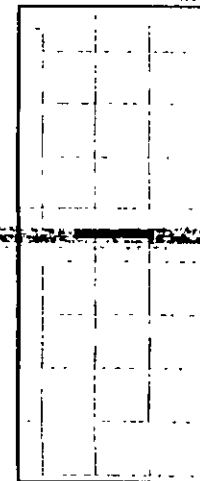
131.61 ton
condición 1
 F_y



162.58 ton
condición 2
 F_x



185.80 ton
condición 1
 F_y



232.25 ton
condición 2
 F_x

$$K = \frac{3EI}{H^3}$$

$$K = \frac{12EI}{H^3}$$

METODO DE LA CARGA UNIFORME

Características generales

LONGITUD TOTAL DEL PUENTE: 208.8 m

PENDIENTE LONGITUDINAL: -0.01

SUBESTRUCTURA: CONCRETO REFORZADO

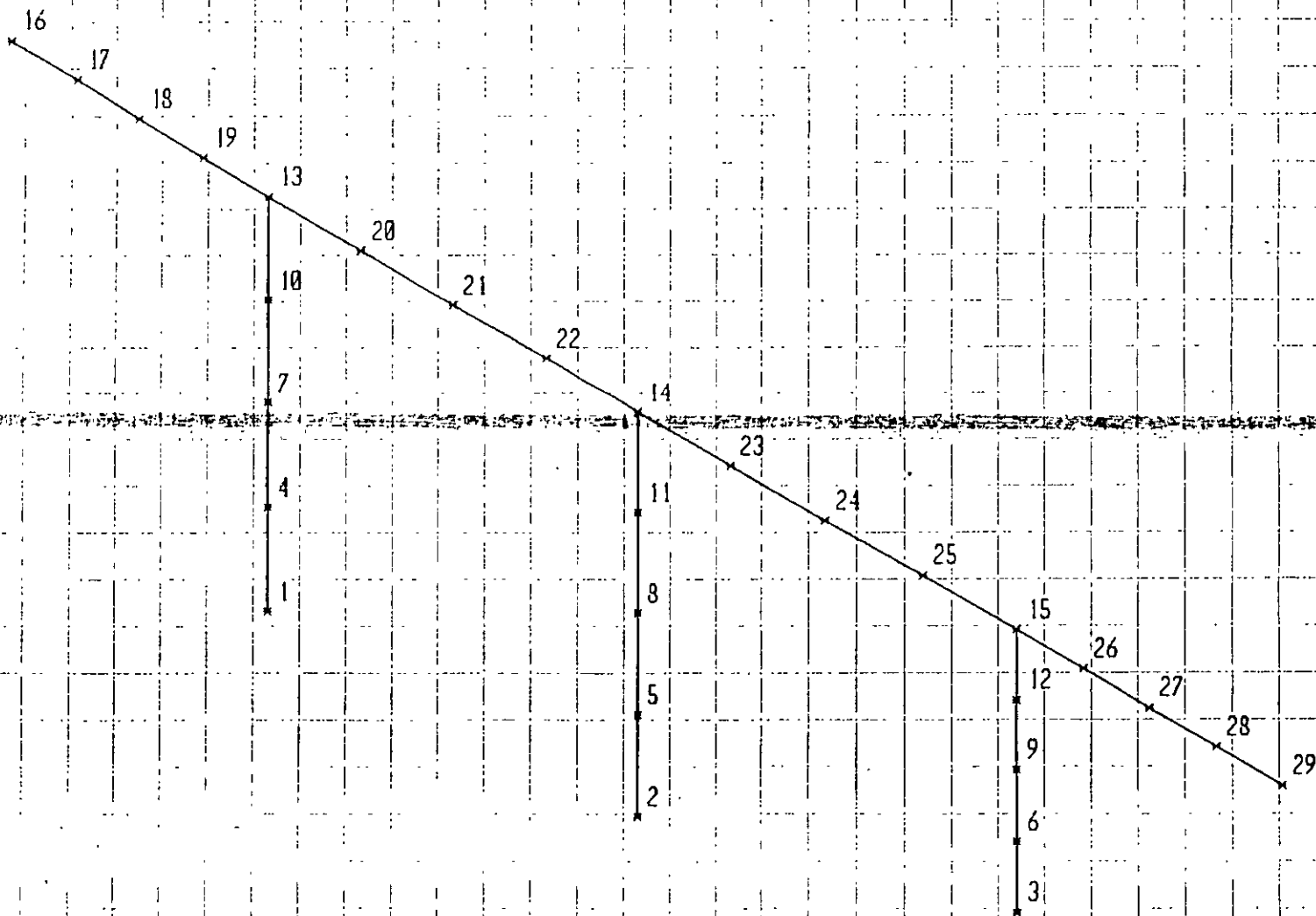
SUPERESTRUCTURA: ACERO A-36

Características de los elementos estructurales

	ALTURA (m)	PESO (ton)
PILA 2	59.40	725.850
PILA 3	57.20	695.676
PILA 4	39.60	463.372

	LONGITUD (m)	PESO (ton)
SUPERESTRUCTURA	208.80	2641.278

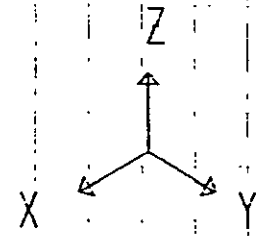
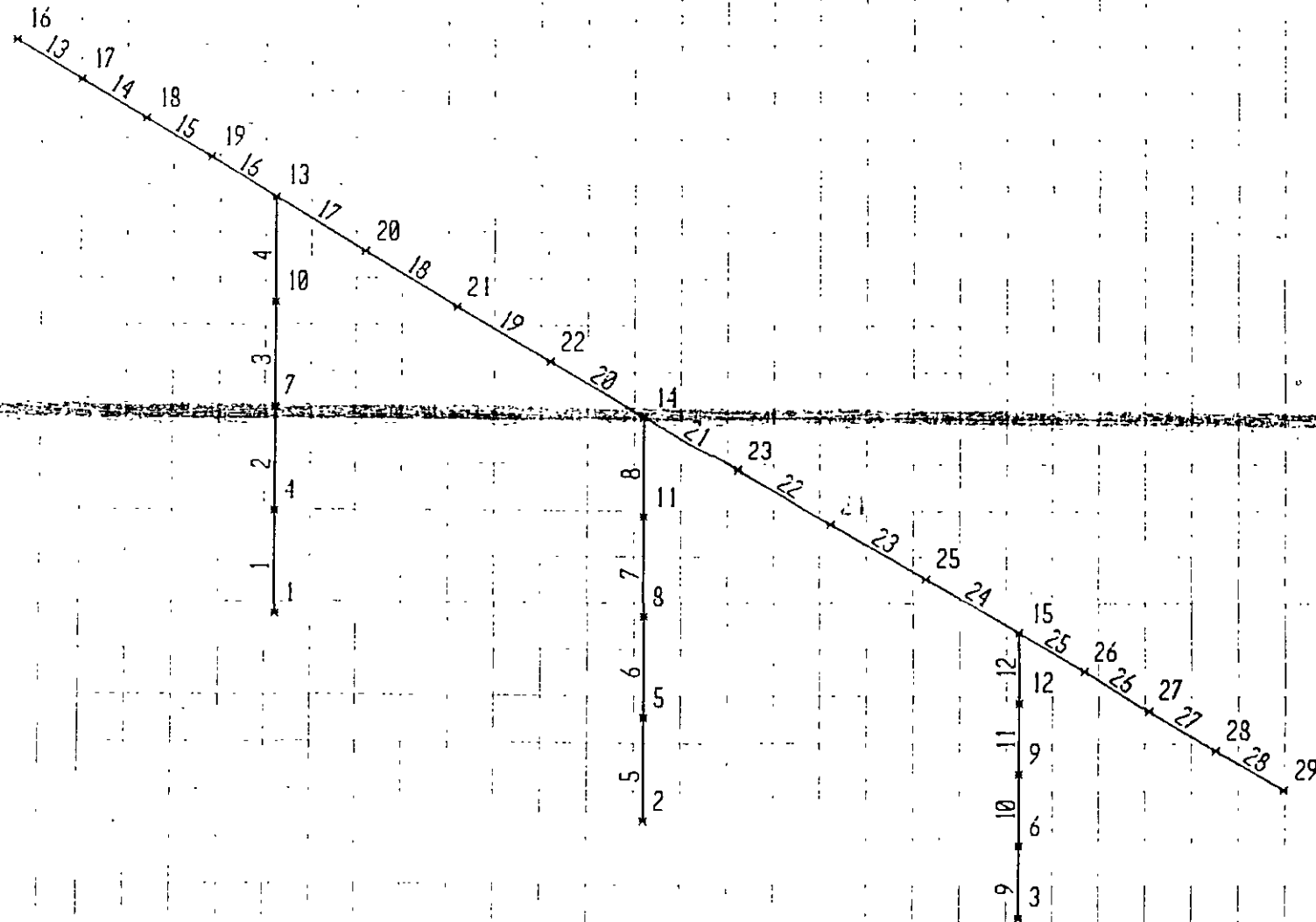
PESO TOTAL: 4526.176 ton



b1
UNDEFORMED
SHAPE

OPTIONS
JOINT IDS
ALL JOINTS
WIRE FRAME

SAP90



b1
UNDEFORMED
SHAPE

OPTIONS
JOINT IDS
ALL JOINTS
ELEMENT IDS
WIRE FRAME

SAP90

Análisis transversal

1. RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA.

La rigidez de la estructura se calcula con:

$$K = \omega L / \Delta$$

donde:

K - Rigidez de la estructura, en ton/m.

ω - Carga uniformemente repartida sobre la superestructura; en ton/m.

L - Longitud de la superestructura; en m.

Δ - Desplazamiento máximo que sufre la estructura en la dirección de la carga uniformemente repartida; en m.

Se necesita obtener el valor de la carga uniformemente repartida (ω), que produzca un desplazamiento máximo unitario ($\Delta = 1 \text{ m}$), entonces:

$$\Delta = 1 \text{ m}$$

$$\omega = 120.788 \text{ ton/m}$$

$$L = 208.80 \text{ m}$$

Por lo tanto el valor de la rigidez es:

$$K = 25\ 220.53 \text{ ton/m}$$

2. PERIODO DE LA ESTRUCTURA

El valor del periodo de la estructura se calcula con:

$$T = 2\pi [m / K]^{1/2}$$

donde:

T – Periodo de la estructura; en s.

m – Masa de la superestructura; en $\text{ton}\cdot\text{s}^2 / \text{m}$.

K – Rigidez de la estructura; en ton/m .

Para la masa m :

$$m = \text{Peso de la superestructura} / g = 2641.278 / 9.81$$

$$m = 269.243 \text{ ton}\cdot\text{s}^2 / \text{m}$$

$$K = 25\ 220.53 \text{ ton/m}$$

Por lo tanto el valor del periodo de la estructura es:

$$T = 0.649 \text{ s}$$

3. COEFICIENTE SISMICO.

Con el valor del periodo obtenido ($T = 0.649 \text{ s}$), se entra al espectro de diseño para obtener el valor del coeficiente sismico (α). Así:

$$\alpha = 0.721$$

4. FACTOR REDUCTIVO POR DUCTILIDAD.

$$\text{a) } Q' = 1 + (Q - 1) T / T_a \quad ; \quad \text{si } T < T_a$$

$$\text{b) } Q' = Q \quad ; \quad \text{si } T > T_a$$

En este caso : $Q' = Q$ ya que $T = 0.649 > T_s = 0$

Donde $Q = 2$ debido a que la resistencia a las fuerzas laterales es suministrada por pilas de una sola columna de concreto reforzado (Manual de Diseño de Obras Civiles. CFE, Capítulo de Diseño por Sismo). Por lo tanto:

$$Q' = 2$$

5. FUERZA LATERAL EQUIVALENTE.

La fuerza lateral equivalente se obtiene con:

$$P = (\alpha/Q') W$$

donde:

α - Coeficiente Sísmico = 0.721

Q' - Factor reductivo por ductilidad = 2

W - Peso de la superestructura = 2641.278 ton

Por lo tanto el valor de la fuerza lateral equivalente es:

$$P = 952.1807 \text{ ton}$$

La que se transforma a una fuerza uniformemente distribuida equivalente:

$$\omega_{eq} = P / L$$

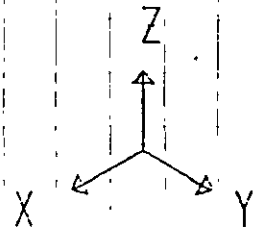
donde:

P - Fuerza lateral = 952.1807 ton

L - Longitud del puente = 208.80 m

Por lo tanto:

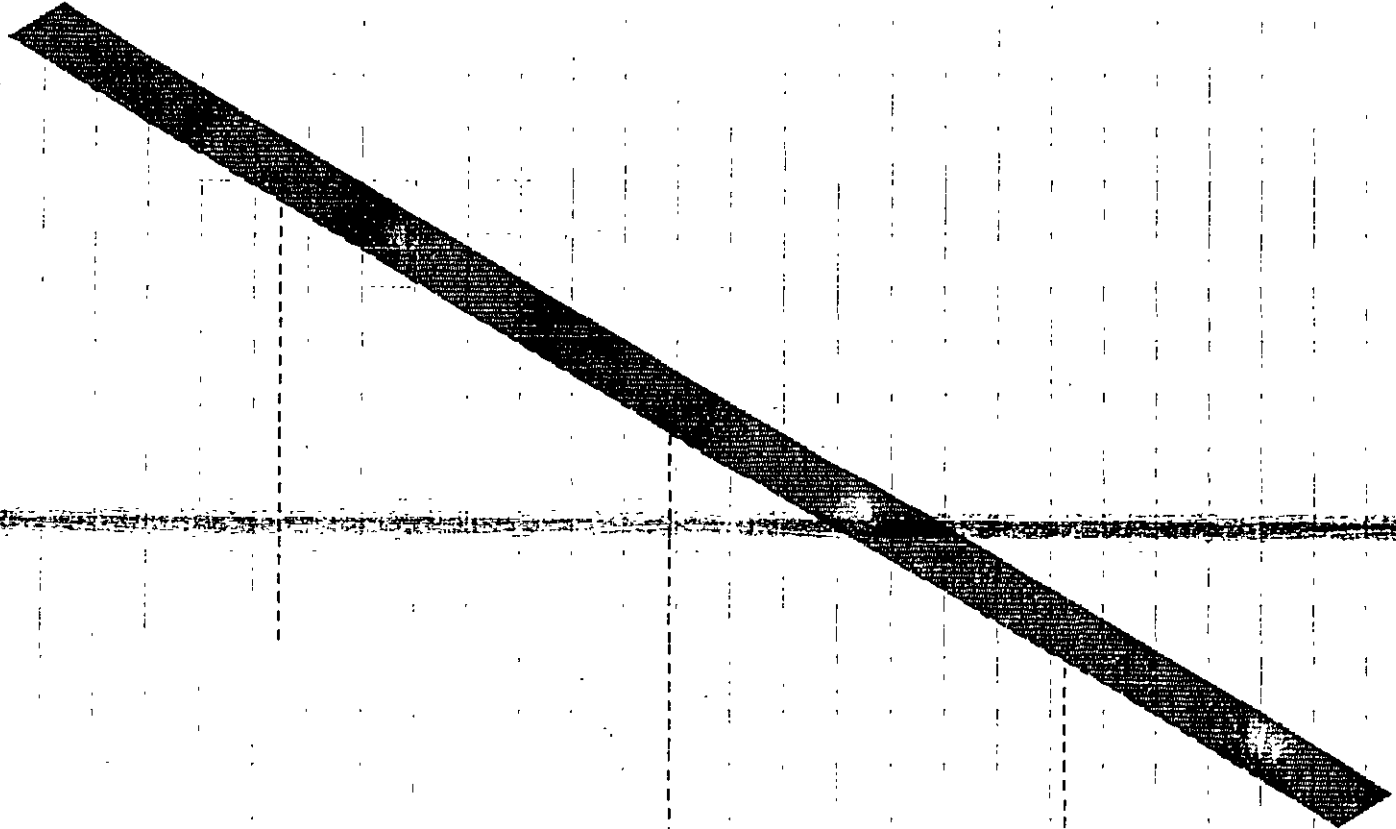
$$\omega_{eq} = 4.56 \text{ ton / m}$$

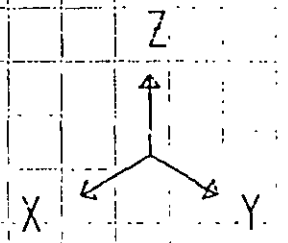
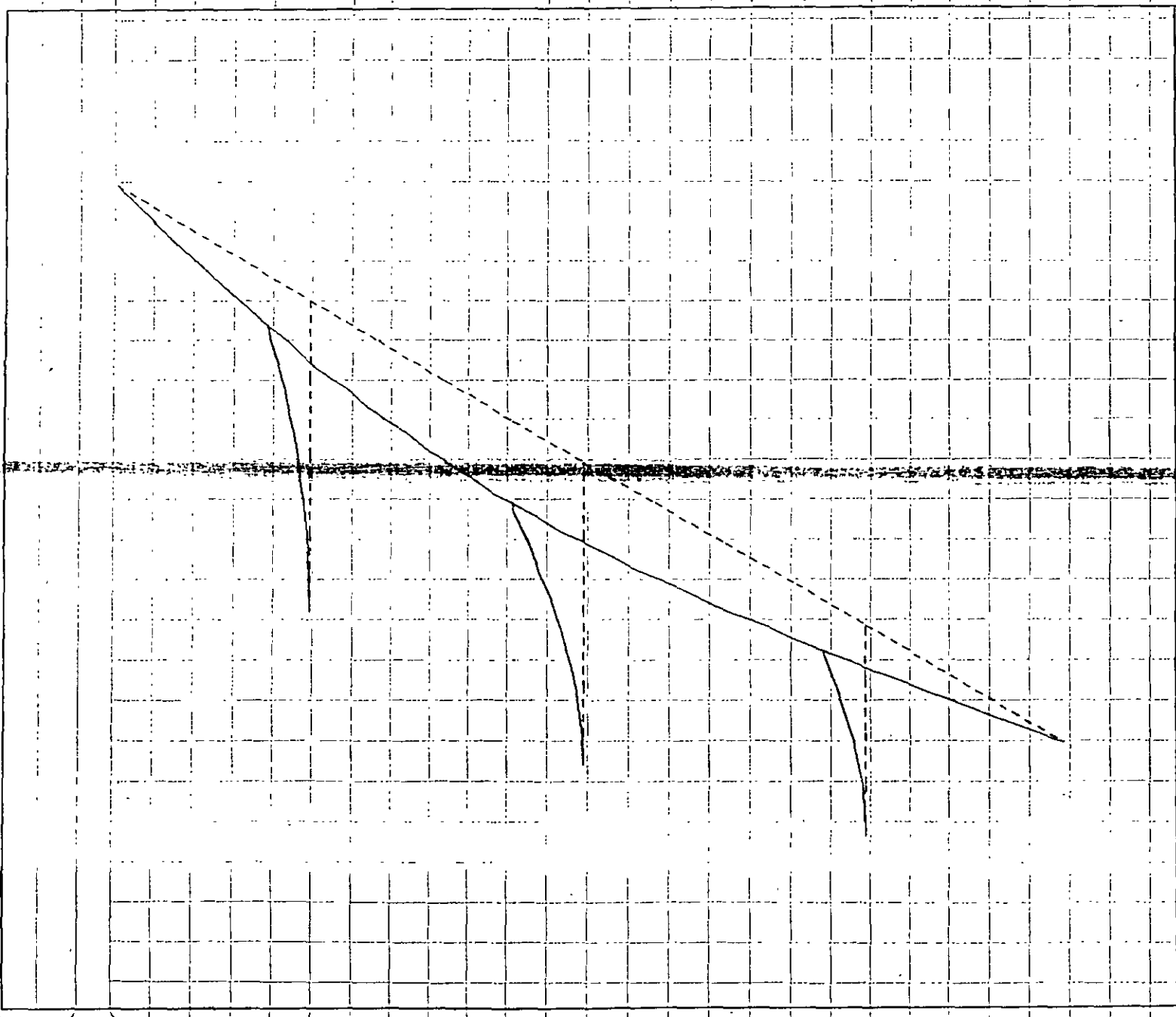


b1
FRAME
LOADS
LOAD 1

MINIMA
W .4560E+01
P .0000E+00
MAXIMA
W .4560E+01
P .0000E+00

SAP90

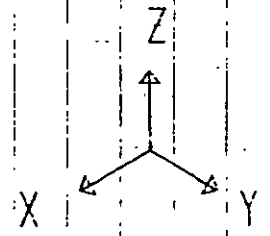
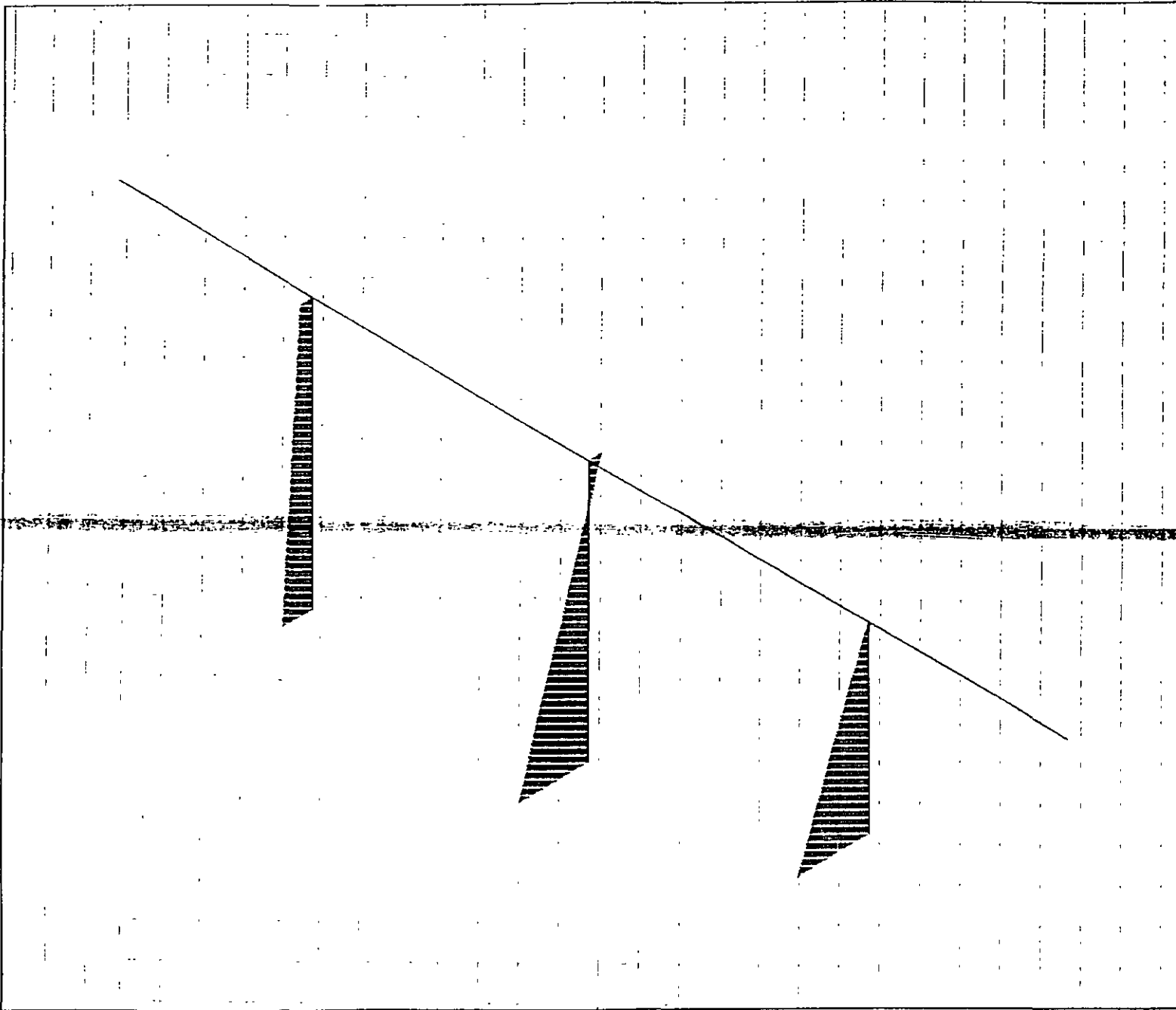




b1
 DEFORMED
 SHAPE
 LOAD 1

MINIMA
 X .0000E+00
 Y .0000E+00
 Z .0000E+00
 MAXIMA
 X .3775E-01
 Y .0000E+00
 Z .0000E+00

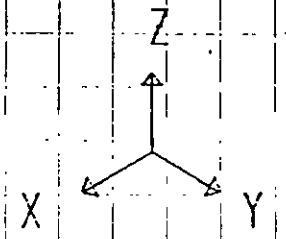
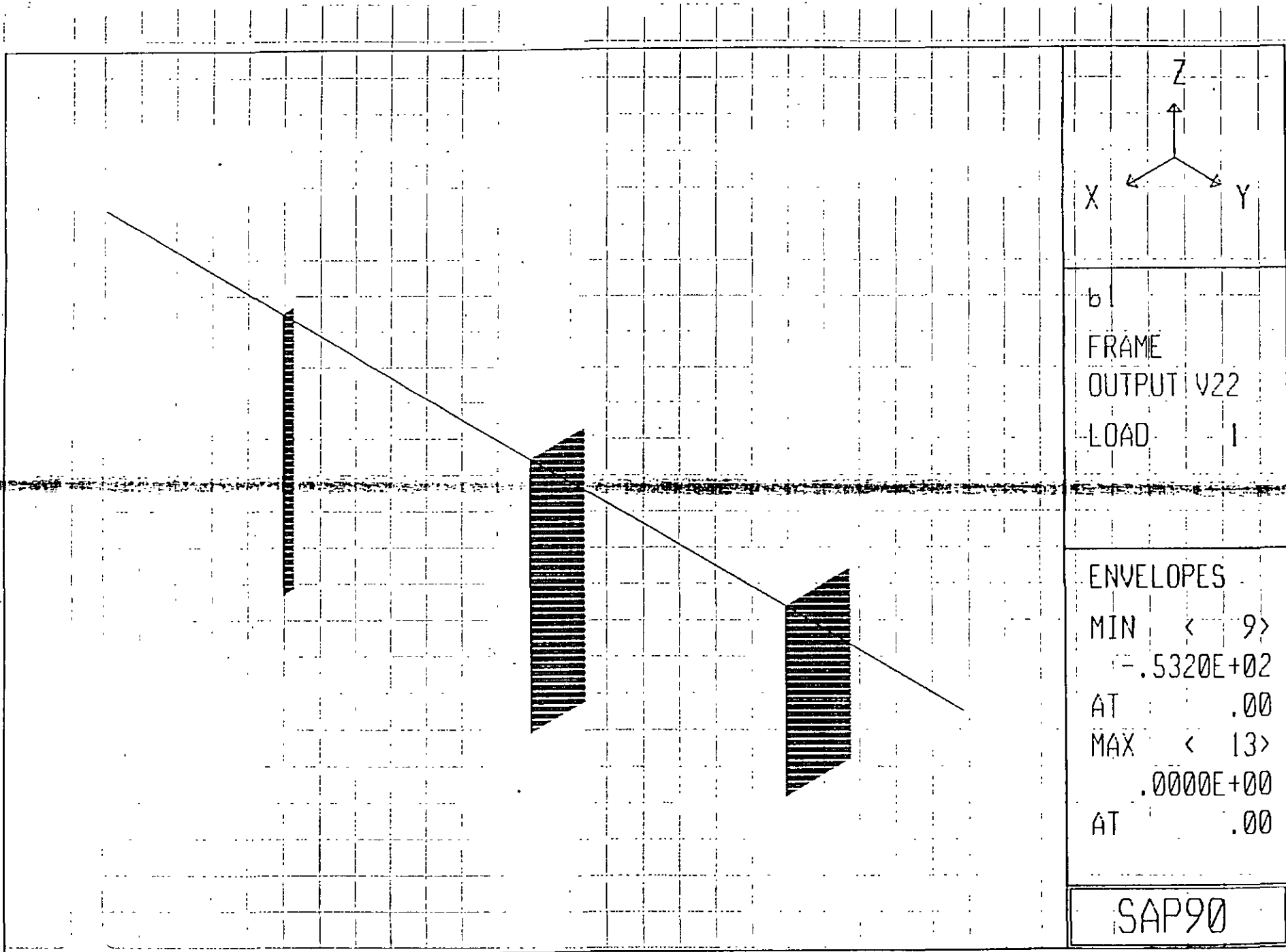
SAP90



b1
 FRAME
 OUTPUT M33
 LOAD 1

ENVELOPES
 MIN < 8 >
 -.3895E+03
 AT 14.30
 MAX < 9 >
 .2135E+04
 AT .00

SAP90



b
 FRAME
 OUTPUT V22
 LOAD 1

ENVELOPES
 MIN < 9 >
 = .5320E+02
 AT .00
 MAX < 13 >
 .0000E+00
 AT .00

SAP90

Análisis longitudinal

1. RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA.

La rigidez de la estructura se calcula con

$$K = \omega L / \Delta$$

donde:

K - Rigidez de la estructura, en ton/m.

ω - Carga uniformemente repartida sobre la superestructura; en ton/m.

L - Longitud de la superestructura; en m.

Δ - Desplazamiento máximo que sufre la estructura en la dirección de la carga uniformemente repartida; en m.

Se necesita obtener el valor de la carga uniformemente repartida (ω), que produzca un desplazamiento máximo unitario ($\Delta = 1\text{ m}$), entonces:

$$\Delta = 1\text{ m}$$

$$\omega = 19.6142\text{ ton/m}$$

$$L = 208.80\text{ m}$$

Por lo tanto el valor de la rigidez es:

$$K = 4\,095.445 \text{ ton/m}$$

2. PERIODO DE LA ESTRUCTURA.

El valor del periodo de la estructura se calcula como:

$$T = 2\pi [m / K]^{1/2}$$

donde:

T – Periodo de la estructura; en s.

m – Masa de la superestructura; en $\text{ton} \cdot \text{s}^2 / \text{m}$.

K – Rigidez de la estructura; en ton/m.

Para la masa m:

$$m = \text{Peso de la superestructura} / g = 2641.278 / 9.81$$

$$m = 269.243 \text{ ton} \cdot \text{s}^2 / \text{m}$$

$$k = 4\,095.445 \text{ ton / m}$$

Por lo tanto el valor del periodo de la estructura es:

$$T = 1.61 \text{ s}$$

3. COEFICIENTE SISMICO.

Con el valor del periodo obtenido ($T = 1.61 \text{ s.}$), se entra al espectro de diseño para obtener el valor del coeficiente sísmico (α). Así:

$$\alpha = 0.458$$

4. FACTOR REDUCTIVO POR DUCTILIDAD.

$$\text{a) } Q' = 1 + (Q - 1) T / T_a \quad ; \quad \text{si } T < T_a$$

$$\text{b) } Q' = Q \quad ; \quad \text{si } T > T_a$$

En este caso : $Q' = Q$ ya que $T = 0.75 > T_a = 0$

Donde $Q = 3$ debido a que la resistencia a las fuerzas laterales es suministrada por marcos de tres columnas de concreto reforzado (Manual de Diseño de Obras Civiles. CFE, Capítulo de Diseño por Sismo). Por lo tanto:

$$Q' = 3$$

5. FUERZA LATERAL EQUIVALENTE

La fuerza lateral equivalente se obtiene con:

$$P = (\alpha/Q') W$$

donde:

α - Coeficiente Sísmico $\equiv 0.458$

Q' - Factor reductivo por ductilidad = 3

W - Peso de la superestructura = 2641.278 ton.

Por lo tanto el valor de la fuerza lateral equivalente es:

$$P = 403.2351 \text{ ton}$$

La que se transforma a una fuerza uniformemente distribuida equivalente:

$$\omega_{eq.} = P / L$$

dónde:

P - Fuerza lateral = 403.2351 ton

L - Longitud del puente = 208.80 m

Por lo tanto:

$$\omega_{eq.} = 1.93 \text{ ton / m}$$

METODO UNIMODAL DE ANALISIS

La ecuación que nos permite obtener la carga lateral debida a sismo es la siguiente (ec. A).

$$P_s(x) = C_s * \frac{\beta}{\gamma} * w(x) * v_s(x)$$

donde:

C_s = a/g , ordenada del espectro de diseño correspondiente, entrando al espectro de diseño con el periodo T

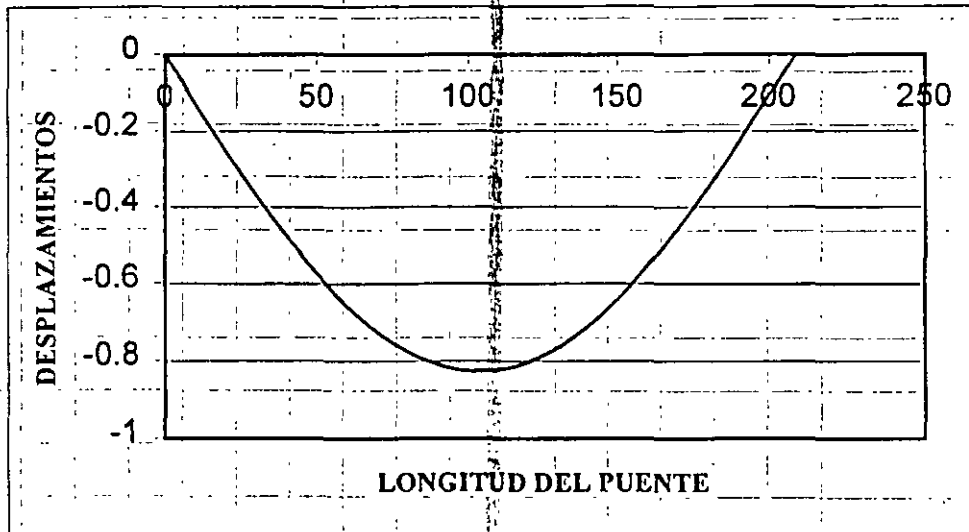
β = factor de distribución de desplazamientos debidos a la carga uniformemente repartida

γ = factor de desplazamiento máximo debido a la carga uniformemente repartida

$w(x)$ = carga uniformemente repartida

$v_s(x)$ = distribución de desplazamientos

En primer término se aplica una carga uniformemente repartida $p_0=1$ t/m. El análisis del modelo, construido con el programa SAP90, proporciona la siguiente distribución de desplazamientos:



El factor α se obtiene con la siguiente ecuación:

$$\alpha = \int_0^L v_1(x) dx$$

Integrando numéricamente para nuestro ejemplo

$$\alpha = 10.795/100 * (0 + 0.1386 + 0.2726 + 0.3981 + 0.5118 + 0.6476 + 0.7481 + 0.8089 + 0.8279 + 0.8053 + 0.7413 + 0.6389 + 0.5028 + 0.3903 + 0.2670 + 0.1357 + 0)$$

$$\alpha = 0.8457$$

Antes de proceder con la solución de la ec. A, necesitamos conocer lo siguiente:

Peso total (W). Este se obtiene con:

$$W = w * L$$

donde

w = carga uniformemente repartida de (superestructura)

L = longitud total del puente

$$W = (12.65 \text{ t/m}) * (208.80\text{m})$$

$$W = 2641.32 \text{ t}$$

Carga total lateral (P_o)

$$P_o = p_o * L$$

p_o - carga unitaria uniformemente repartida

L - longitud total del puente

$$P_o = (1 \text{ t/m}) * (208.80 \text{ m})$$

$$P_o = 208.80 \text{ t}$$

Rigidez (k_o)

$$k_o = \frac{P_o}{\Delta}$$

P_o - Carga total lateral

Δ - desplazamiento máximo debido a la carga unitaria p_o=1 t/m

$$k_o = \frac{208.80}{0.008279} = 25220.43 \text{ t/m}$$

Periodo (T)

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gk_o}}$$

W - Peso total

g - gravedad = 9.81 m/s^2

k_o - rigidez

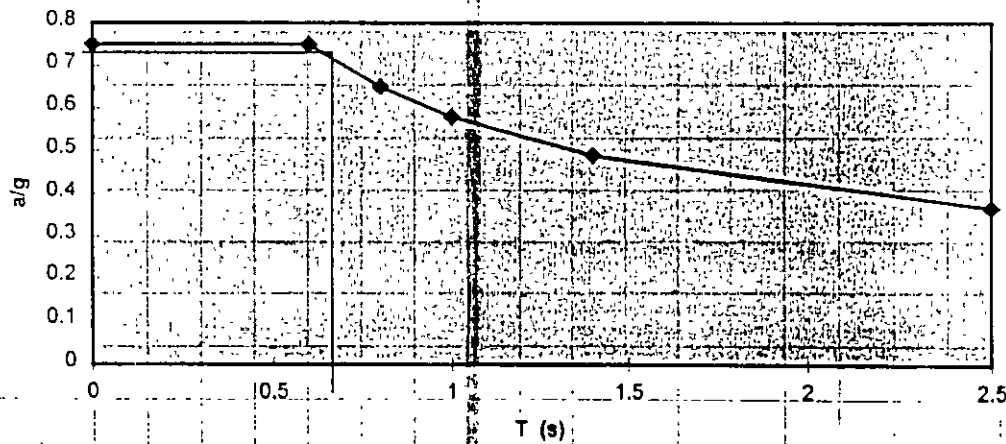
$$T = 2\pi \sqrt{\frac{2641.20}{9.81 * 25220.43}}$$

$$T = 0.6492 \text{ s}$$

Cálculo de $C_s = a/g$

Del espectro de diseño

ESPECTRO DE DISEÑO (C.F.E)



$$C_s = a/g = 0.72$$

Cálculo de γ

$$\gamma = \int_0^L w(x)(v_s(x))^2 dx$$

$w(x)$ - carga uniformemente repartida debida a la superestructura

$v_s(x)$ - distribución de desplazamientos unitarios

$$v_s(x) = \Delta$$

$$\gamma = (12.65) * (0.008279)^2 * (208.80)$$

$$\gamma = 0.1810$$

Cálculo de β

$$\beta = \int_0^L w(x)v_s(x) dx$$

$$\beta = (12.65) * (0.008279) * (208.80)$$

$$\beta = 21.86$$

Sustituimos en ecuación (A)

$$P_c(x) = 0.72 * \frac{21.86}{0.1810} * (12.65) * (0.008279)$$

$$\underline{P_c(x) = 9.11 \text{ t/m}}$$

Considerando un factor de ductilidad $Q'=2$, La carga lateral por sismo que se aplicará al modelo será:

$$\omega = \frac{9.11}{2}$$

$$\omega = 4.56 \text{ t/m}$$

DIAGRAMA DE MOMENTOS, METODO UNIMODAL

SIN CONSIDERAR EL PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA

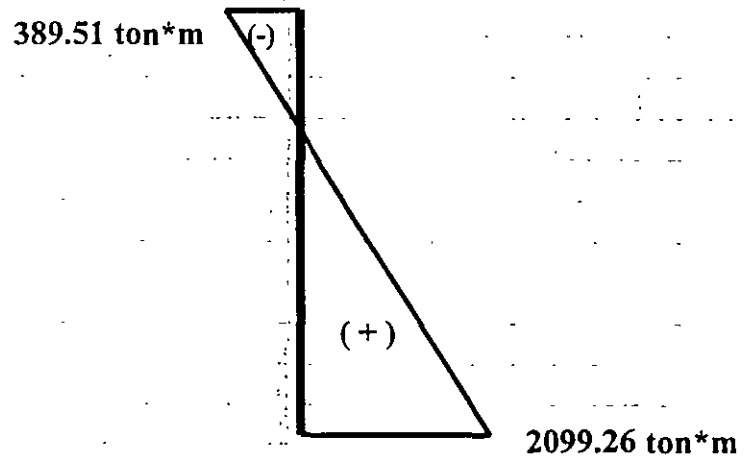


DIAGRAMA DE CORTANTES

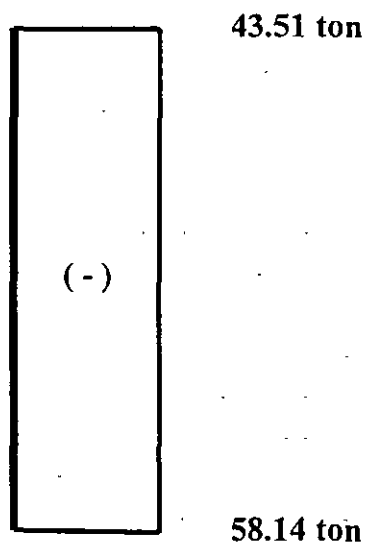


DIAGRAMA DE FUERZAS AXIALES

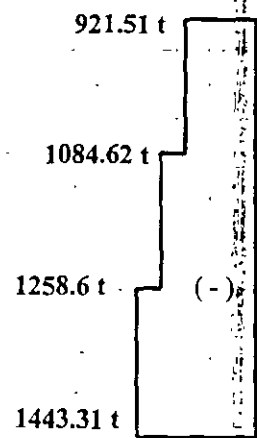
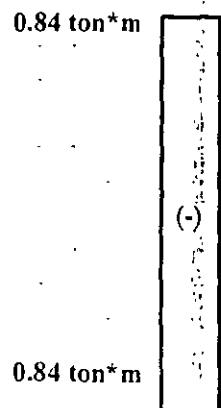


DIAGRAMA DE MOMENTOS TORSIONANTES



METODO UNIMODAL

DESPLAZAMIENTO MAXIMO EN LA PILA 2

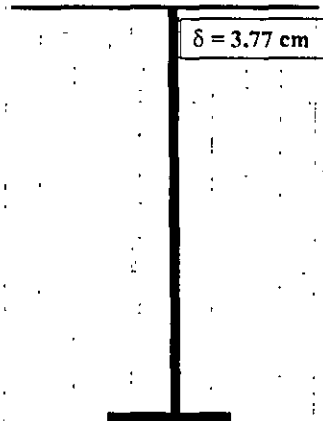


DIAGRAMA DE MOMENTOS, MÉTODO UNIMODAL

CONSIDERANDO PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA

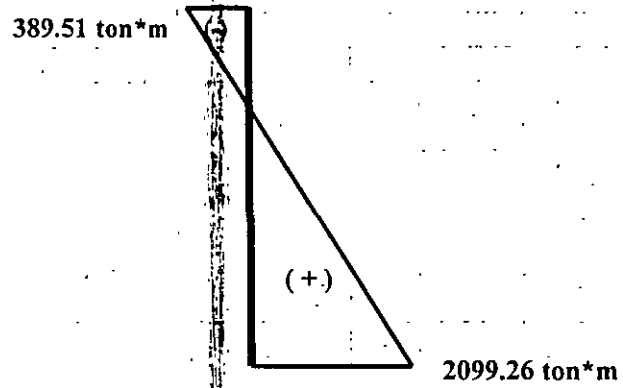


DIAGRAMA DE CORTANTES

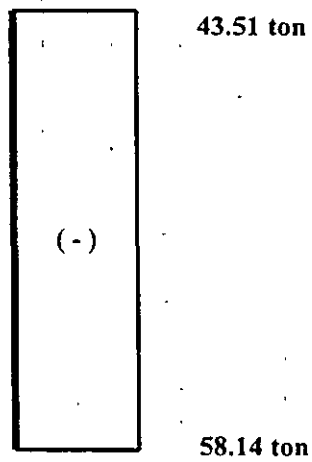


DIAGRAMA DE FUERZAS AXIALES

0

0

DIAGRAMA DE MOMENTOS TORSIONANTES

0.84 ton*m

(-)

0.84 ton*m

CUADRO COMPARATIVO PARA ANALISIS TRANSVERSAL

	SIMPLIFICADO		ESTÁTICO	UNIMODAL
	SIN GIRO	CON GIRO		
PERIODO (seg)	1.17	2.36	0.649	0.649
CARGA EQUIVALENTE (ton/m)	31.45	21.73	6.093	9.18
MOMENTO FLEXIONANTE EN LA BASE DE LA PILA (ton-m)	-1141.98	-1242.96	-2805	-4226.14
FUERZA CORTANTE EN LA BASE DE LA PILA (ton)	-31.45	-21.73	-58.14	-87.59
DESPLAZAMIENTO MAXIMO (cm)	3.44	6.51	5.04	7.6

DISEÑO SISMICO DE PUENTES

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

FACULTAD DE INGENIERIA

UNAM

Coordinador : Dr. Roberto Gómez Martínez.

MEXICO, 1998

DISEÑO SISMICO DE PUENTES

TEMA 2 SISMOLOGIA

**Profesora : M. en I. Martha Suárez López
Instituto de Ingeniería, UNAM**

MEXICO, 1998

CONCEPTOS BÁSICOS

Foco y epicentro

Desde la formación del sistema solar, los elementos que constituyen a la Tierra comenzaron a acumularse los más pesados en su centro y los más ligeros en la superficie, de tal manera que su estructura quedó constituida por capas de diferentes densidades. La parte más superficial llamada corteza, se divide en corteza oceánica formada por rocas máficas (basalto y gabro) que tiene un espesor promedio de 10 km; y en corteza continental constituida por materiales más ligeros como andesitas y en mayor cantidad por rocas siálicas (granitos) formando espesores promedio de 40 km. La corteza se apoya sobre rocas ultramáficas rígidas y más densas (peridotitas) que constituyen a la litosfera (con 100 km de espesor) la cual se divide en siete placas mayores (en total unas doce placas) conocidas como placas tectónicas (fig. 1), que se apoyan a su vez en rocas parcialmente derretidas debido al calor y a la presión a la que están sometidas. Estas últimas forman parte de la astenosfera (fig 2). El calor producido por el decaimiento radiactivo de los elementos del interior de la Tierra, genera corrientes de convección ocasionando que estas placas rígidas de la litosfera 'naveguen' sobre la astenosfera a una velocidad medible de varios centímetros por año. El continuo y lento movimiento de las placas produce concentración de esfuerzos en algunas zonas de las fronteras donde se atascan y no permite el deslizamiento entre ellas. Un sismo se genera cuando se libera la energía acumulada en esas zonas, esto es, cuando la energía que se acumula es mayor que la que pueden resistir las rocas que constituyen a la corteza y/o la litosfera, produciendo un súbito rompimiento y consecuente deslizamiento. Al lugar en donde se produce esa ruptura se le llama foco. A su proyección en la superficie se le conoce como epicentro. Algunos sismos se generan también cuando hay erupciones volcánicas, deslizamientos de taludes o, incluso, son generados por algunas explosiones realizadas por el hombre.

Los movimientos entre placas son de tres tipos:

Divergentes.- Cuando las placas tectónicas se separan una de la otra. Es aquí donde se genera continuamente corteza oceánica.

Convergentes o de subducción.- Cuando dos placas tectónicas chocan una con la otra y debido a ello, una de ellas se hunde. En estas zonas se destruye la corteza oceánica. El 90% de los sismos ocurren a lo largo de estas fronteras.

Transcurrentes.- Es la frontera en la cual no se crea ni se destruye la corteza.

En las zonas de transcurrencia y divergencia ocurren el 5% de los sismos, el otro 5% se genera en zonas alejadas de las fronteras entre placas.

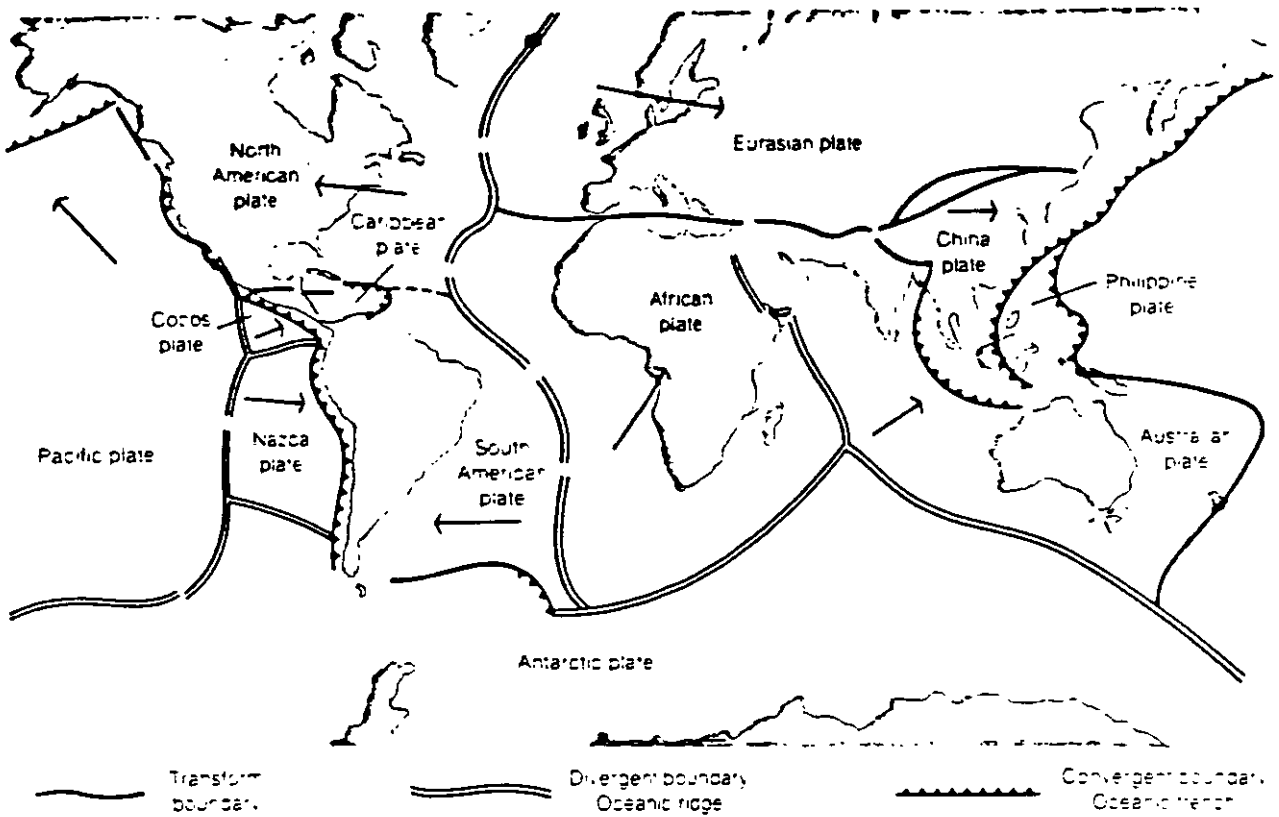


Fig. 1 Placas tectónicas de la Tierra. Las flechas indican la dirección en la que se mueven las placas (Alt, 1982).

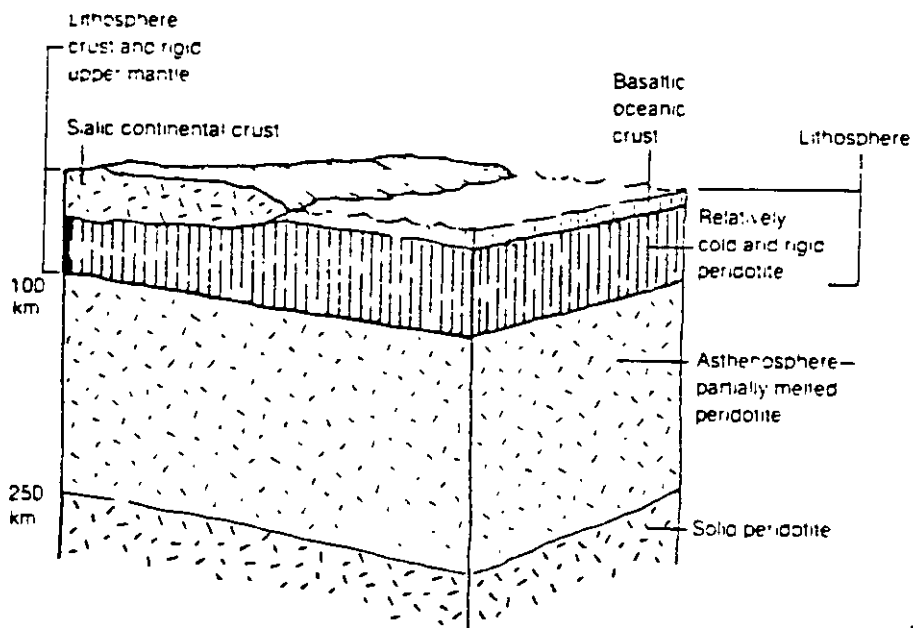


Fig. 2 Sección esquemática de la parte externa de la Tierra (Alt, 1982).

Propagación de ondas (ondas P, S y superficiales)

Cuando se libera energía, una buena parte de esta lo hace en forma de ondas. Estas son perturbaciones que se propagan de un punto a otro en un medio. La propagación se lleva a cabo a una determinada velocidad y el tipo de onda que se produce depende de la naturaleza de los enlaces que existen entre los puntos por los que se propaga. Estas son de varios tipos. Se les clasifica en ondas de cuerpo o superficiales dependiendo si la propagación se realiza en el interior del material o en las fronteras de este, respectivamente. En su estudio se toman en cuenta las hipótesis de la teoría de la elasticidad que relacionan a las fuerzas externas que actúan en un medio con sus fuerzas internas que se manifiestan mediante cambios de tamaño y forma que sufre éste. Las deformaciones que experimenta un elemento infinitesimal cuando es sometido a esfuerzos están dadas por

$$e_{ij} = \frac{1}{2} [u_{i,j} + u_{j,i}] \quad (1)$$

donde u_i es el desplazamiento del cuerpo en la dirección x_i . La coma indica derivación con respecto a la dirección señalada. La ley de Hooke o ley de la proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones se puede expresar como

$$\sigma_{ij} = \lambda e_{kk} \delta_{ij} + 2\mu e_{ij} \quad (2)$$

siendo δ_{ij} la delta de Kronecker ($= 1$ si $i=j$; $= 0$ si $i \neq j$), $i, j, k = 1, 2, 3$ y λ, μ las constantes de Lamé. Empleando la segunda ley de Newton y despreciando las fuerzas de cuerpo, la ecuación de movimiento en la dirección x_i puede expresarse de la forma

$$\rho \ddot{u}_i = \sigma_{ij,j} \quad (3)$$

Utilizando las relaciones de elasticidad (1) y (2) la ec (3) se transforma en

$$\rho \ddot{u} = (\lambda + \mu) \nabla(\nabla \cdot u) + \mu \nabla^2 u \quad (4)$$

Las ondas de cuerpo se dividen en:

Ondas longitudinales que se propagan en la misma dirección del movimiento generando compresiones y dilataciones en el material. A estas ondas se les conoce también como ondas *P* o primarias pues son las primeras en ser detectadas por un observador o instrumento. Su velocidad de propagación (α) es mayor y se calcula como:

$$\alpha = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}}$$

donde λ y μ son las constantes de Lamé y ρ es la densidad del material.

Ondas de corte que tienen un movimiento perpendicular a la dirección del movimiento generando esfuerzos de corte en el material por el que se propagan. Por esta misma razón, este tipo de ondas no se transmite por fluidos. Son las segundas en ser detectadas, por ello se les conoce como ondas *S* o secundarias. Se propagan con una velocidad β dada por

$$\beta = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}}$$

En la fig. 3 se presenta un diagrama de cómo se propagan este tipo de ondas. Las oscilaciones longitudinales producidas por las ondas *P* son simétricas con respecto a la dirección de propagación, en cambio las oscilaciones de las ondas transversales (ondas *S*) dependen del plano que cruza la dirección de propagación en el cual se efectúa el movimiento transversal. Al rumbo que tienen las ondas de corte en ese plano se le denomina *polarización*. Para el estudio de las ondas *S* su movimiento puede descomponerse en una componente horizontal (ondas polarizadas horizontalmente o *SH*) y en una vertical (ondas polarizadas verticalmente o *SV*). En la fig 4 se ilustra este concepto.

Las ondas superficiales se dividen en ondas de Rayleigh cuyo movimiento es circular parecido al de las olas de aguas profundas en el océano, y ondas de Love que tienen un movimiento parecido al de las ondas *S* pero que disminuye de amplitud cuando se aleja de la frontera del material por el cual se propagan (ver fig. 3). Ambos tipos de ondas tienen una velocidad de propagación menor que las ondas de cuerpo y son las que en un sismograma presentan las mayores amplitudes.

Si se supone que las ondas son periódicas con dependencia temporal dada por $e^{i\omega t}$ donde $i = (-1)^{1/2}$ y $\omega =$ frecuencia angular, el movimiento dilatacional asociado a las ondas *P* que viajan a una velocidad α queda descrito por

$$(\lambda + 2\mu)\nabla^2(\nabla \cdot \mathbf{u}) + \rho\omega^2\nabla \cdot \mathbf{u} = 0$$

y el asociado a las ondas *S* que tienen una velocidad de propagación β está dado por

$$\mu\nabla^2(\nabla \times \mathbf{u}) + \rho\omega^2\nabla \times \mathbf{u} = 0$$

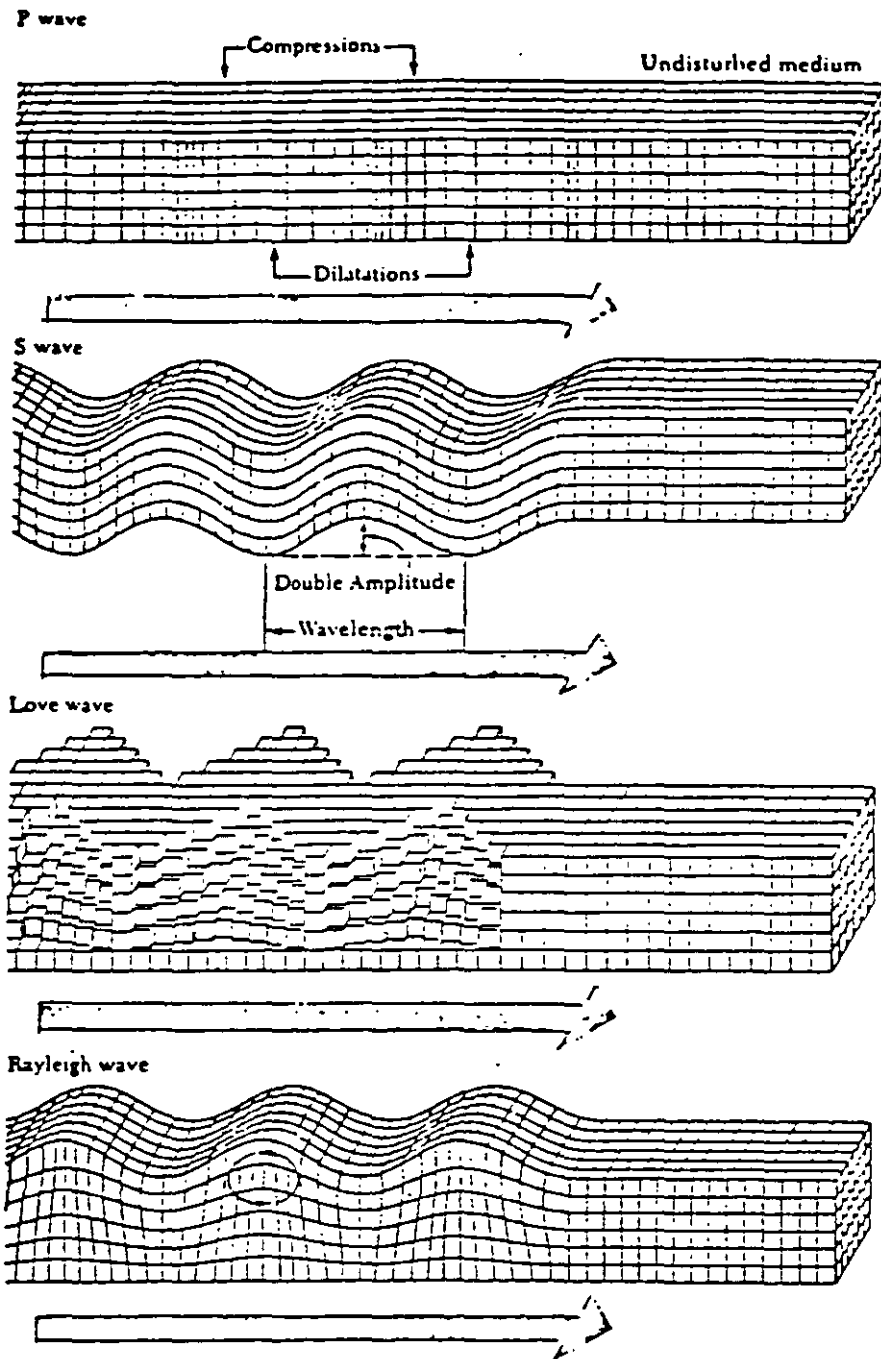


Fig. 3 Diagrama que ilustra las formas del movimiento de las partículas de la Tierra cerca de la superficie cuando se propagan los cuatro tipos de onda (Bolt, 1976).

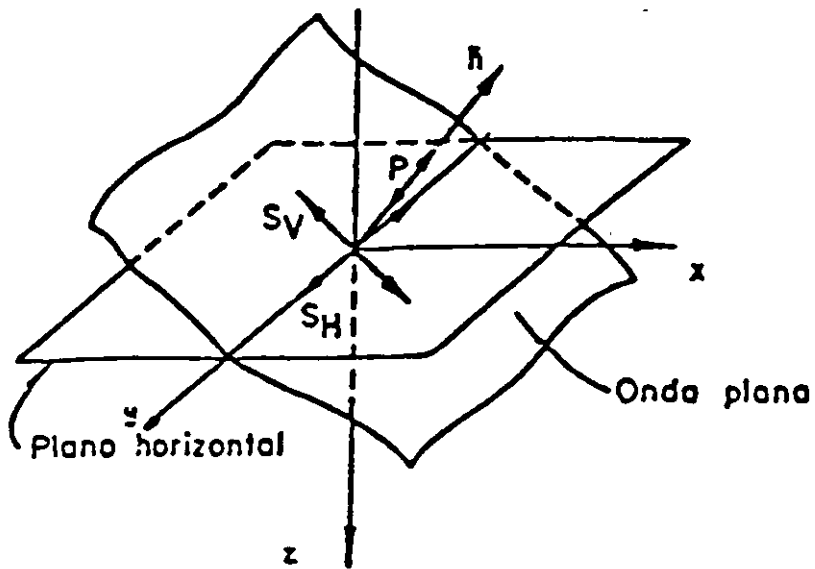


Fig. 4 Frente de onda plana. Polarización de las ondas S en ondas SH y SV .

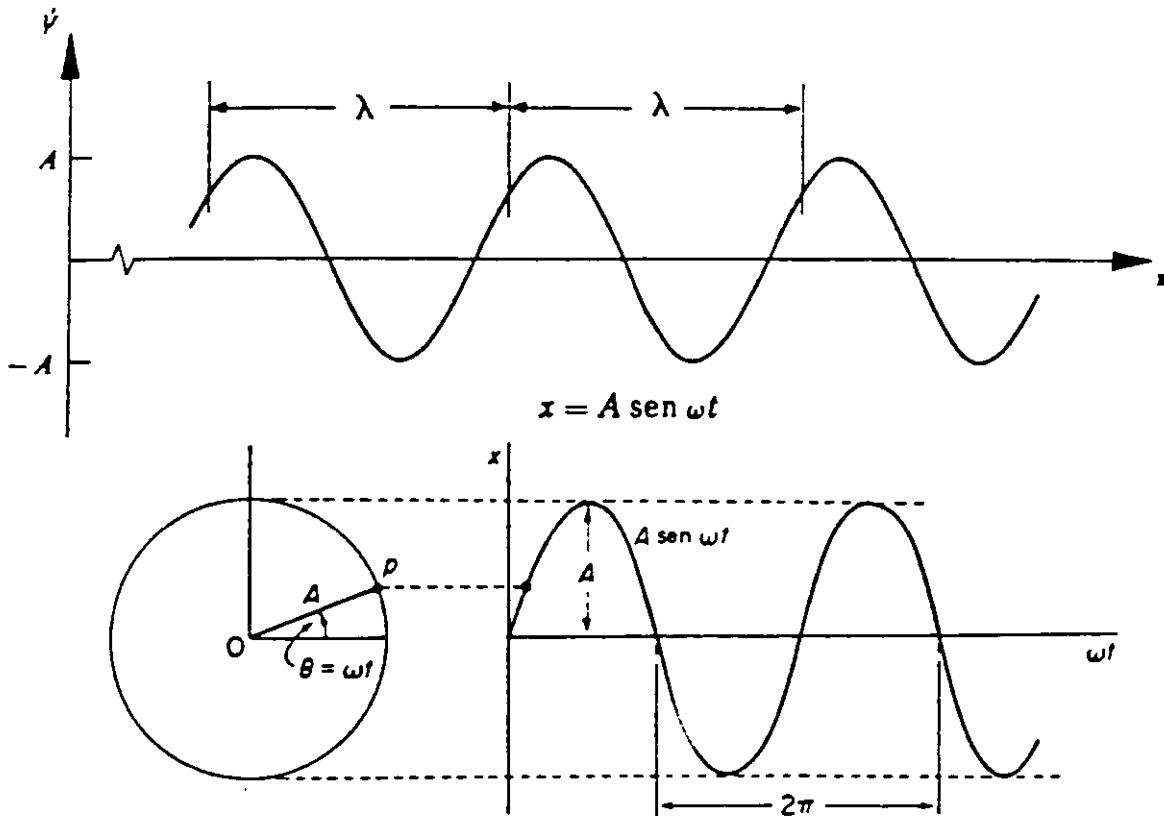


Fig. 5 Onda monocromática. A representa la amplitud de onda y λ su longitud de onda. ω es la velocidad angular o frecuencia angular del movimiento armónico que tiene una partícula p que se mueve describiendo un círculo.

La ec (4) proporciona una regla general que debe cumplir toda función que describa un movimiento ondulatorio. Esta función puede ser un pulso o una señal registrada en un sismograma. Para facilitar la interpretación y manejo matemático en el estudio de la propagación de una señal arbitraria, se considera que esta se puede representar como la suma de un conjunto de funciones armónicas (principio de superposición) que cumplen con la ecuación de onda (ec (4)) y observar la acción de cada sumando por separado. Basándose en el desarrollo en series de Fourier (Newland, 1980), una señal se reemplaza por la suma de funciones trigonométricas seno y coseno. Esta forma de representar señales facilita mucho la interpretación de los fenómenos en la propagación de ondas pues en estas funciones es fácil identificar el periodo $T (= \lambda/\beta)$, la fase y la longitud de onda λ y obtener su relación con la frecuencia ($f = 1/T$ o frecuencia angular $\omega = 2\pi f$) y velocidad de propagación o velocidad de fase ($\beta = \lambda f$); además su empleo en forma de funciones exponenciales facilita mucho el manejo matemático. En la fig. 5 se presenta la trayectoria que tiene una partícula con movimiento armónico y la nomenclatura de algunas de las características del movimiento comentadas arriba. Por esta razón, en el estudio de la propagación de ondas sísmicas se trabaja con espectros de frecuencia. De esta manera su manejo e interpretación es más sencillo. Los espectros se obtienen al pasar la serie de tiempo del movimiento al dominio de la frecuencia por medio de la transformada de Fourier (espectro de Fourier) que se basa en los conceptos descritos arriba. Con base en estas ideas es posible pasar del dominio de la frecuencia, al del tiempo. Las transformadas de Fourier que se utilizan son (Newland, 1980)

$$F(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t) e^{-i\omega t} dt \quad (9)$$

$$f(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} F(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (10)$$

donde $F(\omega)$ y $f(t)$ son funciones que representan al espectro de Fourier y a la señal respectivamente.

Reflexión, refracción y difracción

Cuando una onda plana (que se propaga con un frente de onda plano a lo largo de líneas paralelas denominadas rayos) incide con amplitud A_2 y ángulo α_2 en una frontera que divide a dos medios (medio 1 y medio 2), parte de su energía (A_2^2) se refleja con el mismo ángulo con el que incidió (ángulo γ_2), y la otra parte (A_1^2) penetra en el otro medio modificando su dirección en un ángulo γ_1 con respecto a un plano vertical (ver fig 6). El ángulo γ_1 (ángulo de refracción) está relacionado con el ángulo de incidencia (γ_2) y la velocidad de propagación en los medios 1 y 2 de la siguiente manera (ley de Snell),

$$\frac{\text{sen}\gamma_2}{c_2} = \frac{\text{sen}\gamma_1}{c_1} \quad (11)$$

donde c_1 y c_2 son las velocidades de propagación en los medios 1 y 2, respectivamente. Otra manera de interpretar este resultado consiste en reconocer que la velocidad de fase aparente a lo largo de la interfaz de todas las ondas involucradas en la reflexión y refracción se conserva. Las amplitudes A_1 y A_2' con las que se propaga dependerán de las condiciones de compatibilidad (o condiciones de frontera) de igualdad de desplazamientos y esfuerzos en cualquier punto ubicado en la frontera de ambos medios.

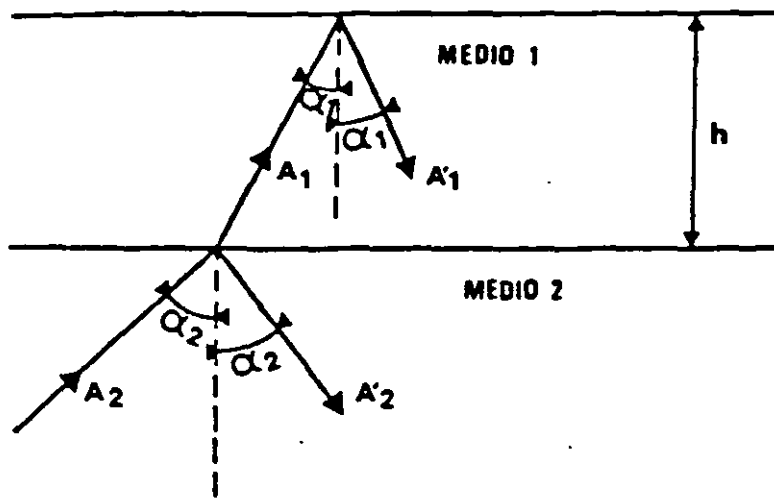


Fig. 6 Reflexión y refracción de una onda que incide con un ángulo γ_2 y una amplitud A_2 en un medio 1.

Un fenómeno importante en la propagación de ondas es la difracción. Muchos de los fenómenos que se observan en la realidad son debidos a esta y no pueden ser explicados considerando que las ondas se propagan únicamente en forma rectilínea de acuerdo con las leyes de la óptica geométrica. La difracción es la desviación en la dirección de los trayectos de las ondas pues estas tienden a bordear los obstáculos que impiden a una parte de un frente de onda continuar propagándose (fig. 7). La primera interpretación ondulatoria de la difracción se debe a Thomas Young quién decía que "la difusión de la amplitud (de las ondas) está acompañada de la variación de la fase de oscilación. De esta manera, a medida que se propaga el frente ondulatorio tiene lugar una nivelación o una 'disipación' de la distribución heterogénea de la amplitud en el frente ondulatorio" (Landsberg, 1976). Young partía del concepto de la propagación rectilínea de las ondas, concepto que tiempo atrás había introducido

Huygens. Sin embargo, fue Fresnel quien le dió un sentido físico al completarlo con la idea de la interferencia de las ondas.

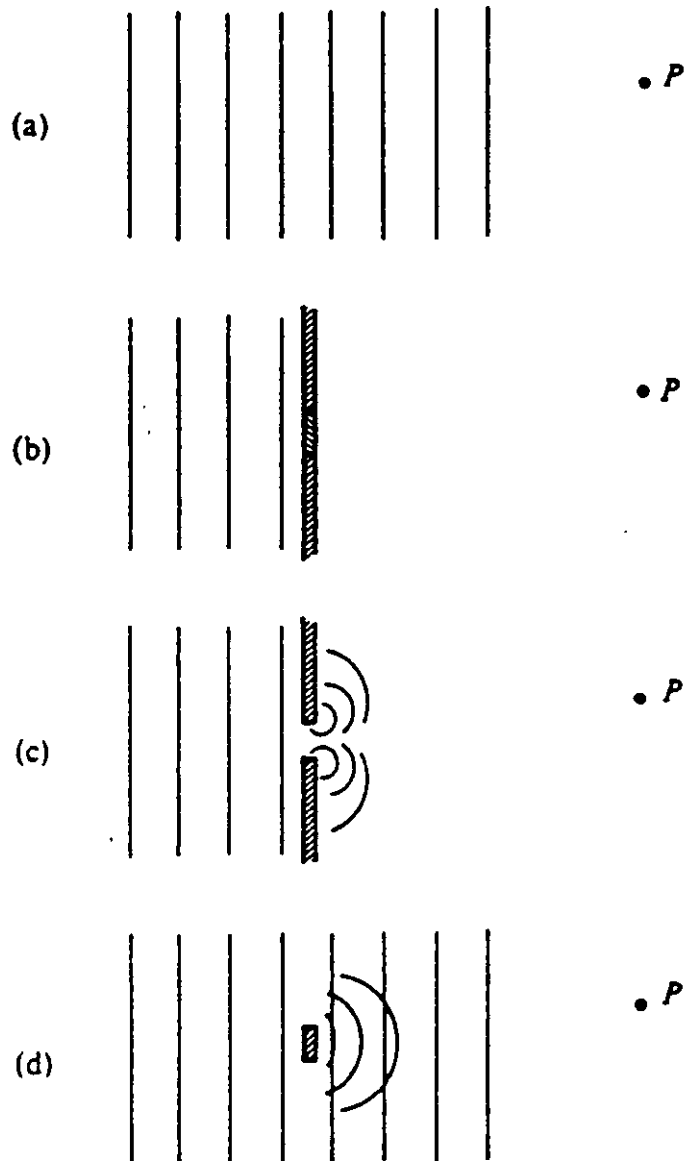


Fig. 7 Propagación de izquierda a derecha de ondas planas a un punto de observación P (a) sin presencia de obstáculos, (b) con bloqueo total al campo de ondas, (c) Bloqueo parcial con una pantalla permitiendo el paso de la onda por un orificio, (d) bloqueo parcial debido a la presencia de un objeto de dimensiones finitas.

El fenómeno de la difracción depende de la longitud de onda λ , de las dimensiones del obstáculo d y de la posición y distancia a la que se encuentre un observador. Los parámetros de una onda que se ven afectados son su amplitud y su fase. El problema se reduce a encontrar esos valores. Es conveniente considerar a la difracción como ondas emitidas por fuentes ficticias ubicadas en los lugares donde se genera y aplicar los conceptos de la teoría de rayos para estas ondas. Esto implica que el punto en donde se miden sus efectos se encuentra lejos de la fuente o que las ondas que se analizan son de alta frecuencia. Considérese por ejemplo un frente de onda al que se le interpone una pantalla opaca que tiene dos orificios (fig. 8); para un observador ubicado lejos de la pantalla, la amplitud y forma de las ondas que le lleguen estarán dadas por la suma de las ondas consideradas en forma independiente "emitidas" desde cada orificio. La fase con la que llegan al punto de observación depende de las distancias entre los orificios y el ángulo que forman con respecto al observador. La diferencia de fases entre las ondas emitidas por los distintos orificios está dada por

$$\alpha(\theta) = kd \operatorname{sen}\theta \quad (12)$$

donde $k = \omega/c$, ω = frecuencia circular y c = velocidad de propagación. La amplitud total de la onda $A(\theta)$ que llega a un observador ubicado a un ángulo θ con respecto a la normal de la pantalla, se obtiene al sumar las amplitudes $A_c(\theta)$ de las ondas emitidas por cada fuente (que se consideran iguales) tomando en cuenta su diferencia de fases $\alpha(\theta)$. En una pantalla que tenga varios orificios separados una distancia d uno de otro, la amplitud $A(\theta)$, siendo escalar, admite una construcción geométrica, y se obtiene como se indica en la fig. 9, resultando

$$A(\theta) = A_c(\theta) \frac{|\operatorname{sen}[1/2N\alpha(\theta)]|}{|\operatorname{sen}[1/2\alpha(\theta)]|}$$

donde N = número de orificios. Si se define a la intensidad $\Phi(\theta)^2 = (A(\theta)/A_c(\theta))^2$, se puede obtener su variación dependiendo de λ , de la distancia d y de θ . En la fig. 10 se presenta la variación de la intensidad de un frente de onda cuando atravieza 2 y 5 orificios (Main, 1978).

De acuerdo al principio de Huygens se puede obtener el campo total difractado debido a la presencia de una ranura de dimensión a en una pantalla (fig. 11) considerando la suma de los campos de ondas emitidos por un número finito de fuentes ubicadas a lo largo de la ranura. Si se tienen muchas fuentes, el diagrama correspondiente para el cálculo de la amplitud $A(\theta)$ dá por resultado un arco de ángulo β (fig. 12) donde A_{\max} es la longitud del arco. Considerando que el radio del arco es igual a A_{\max}/β o a $A_c/(2\operatorname{sen}\beta/2)$ donde A_c es la amplitud de las ondas emitidas por cada fuente. La intensidad $\Phi(\theta)^2$ se obtiene como

$$\Phi(\theta)^2 = \left(\frac{A_c}{A_{\max}} \right)^2 = \left| \frac{\operatorname{sen}\beta/2}{\beta/2} \right|^2$$

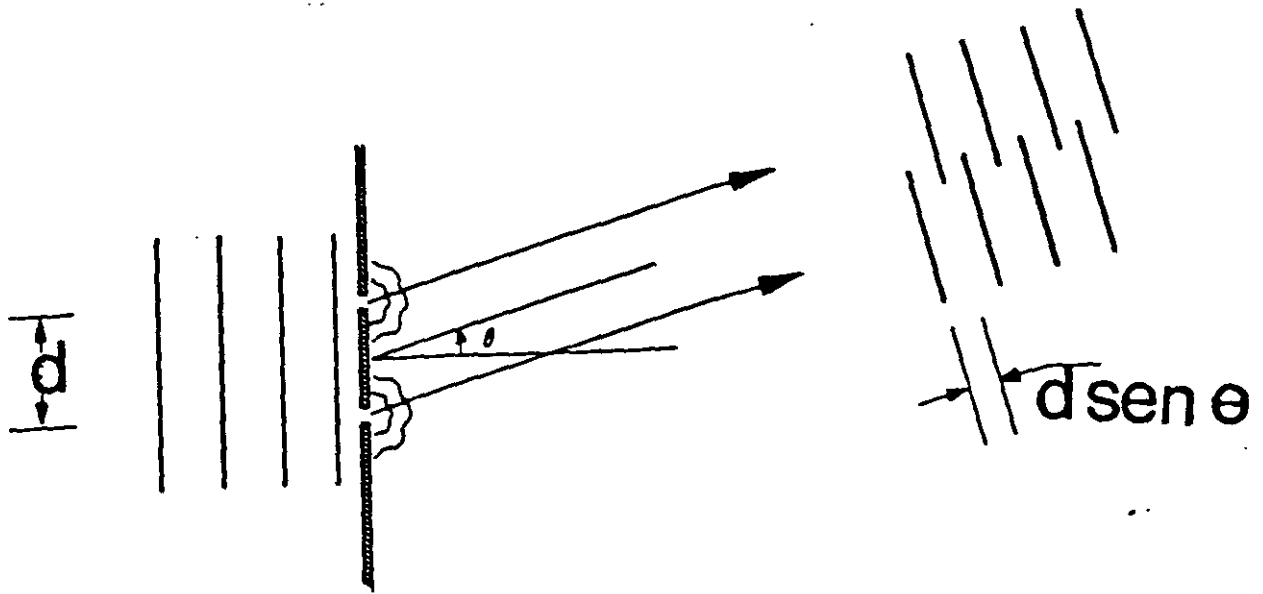


Fig. 8 Difracción de ondas que inciden en la cara izquierda de la pantalla. Para un observador ubicado a gran distancia y a un ángulo θ con respecto al centro de la pantalla, las ondas difractadas que le llegan se pueden considerar como ondas planas que se encuentran desfasadas debido a la diferencia de distancias que recorren (Main, 1978).

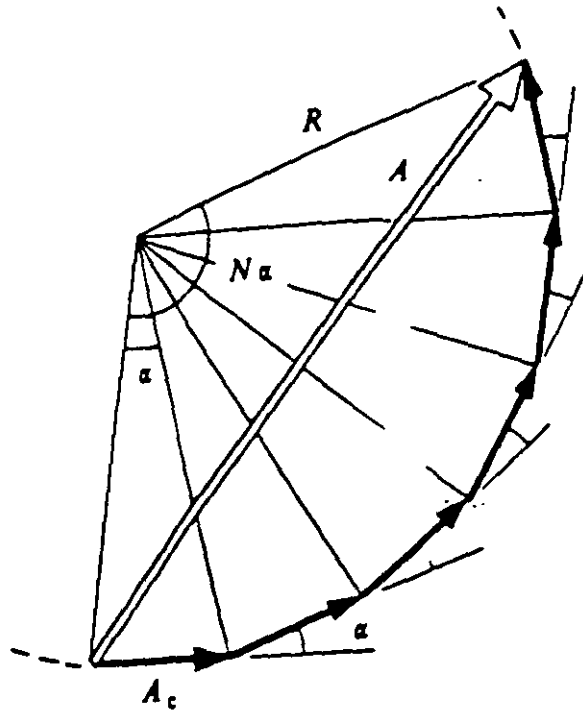


Fig. 9 Cálculo de la amplitud $A(\theta)$ para un punto ubicado a un ángulo θ con respecto a la normal de la pantalla, que en este caso contiene N orificios. α es la diferencia de fases entre dos orificios consecutivos.

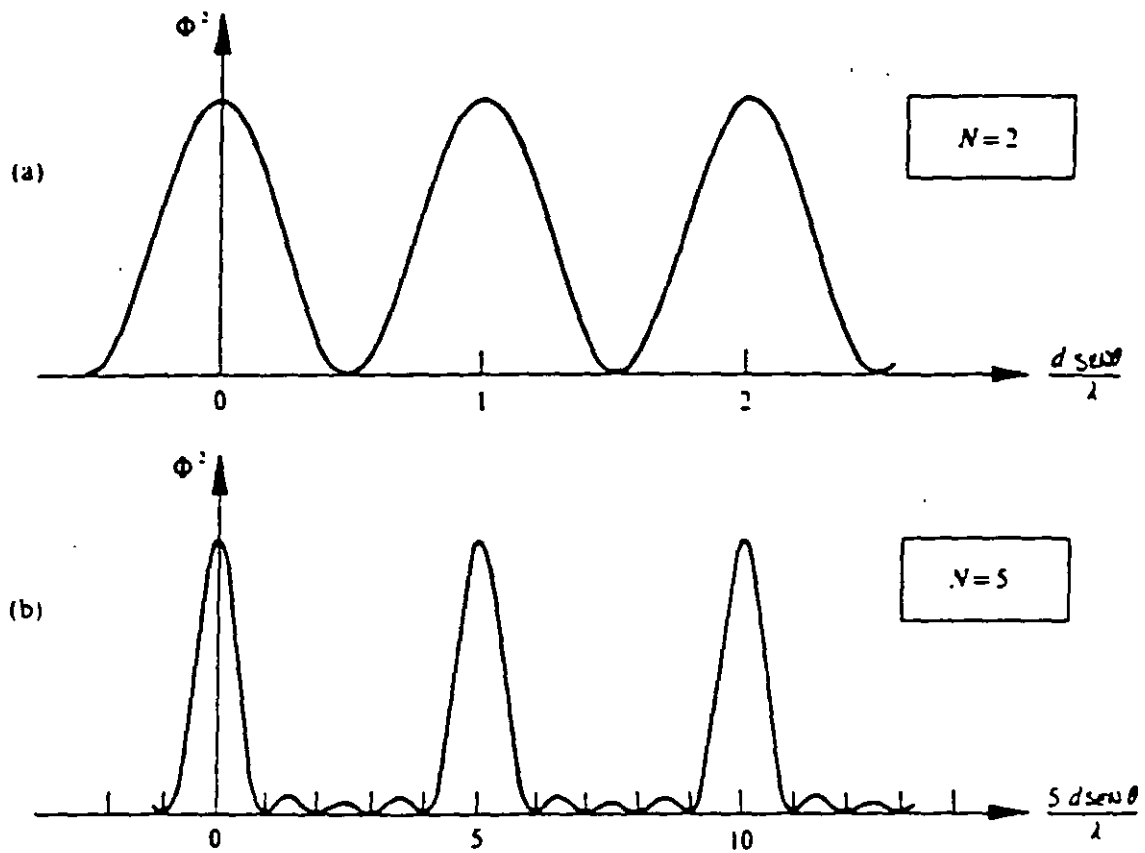


Fig. 10 Gráficas de intensidad Φ^2 contra fase σ de las ondas dofractadas debido a la presencia de una pantalla con (a) dos orificios y (b) cinco orificios.

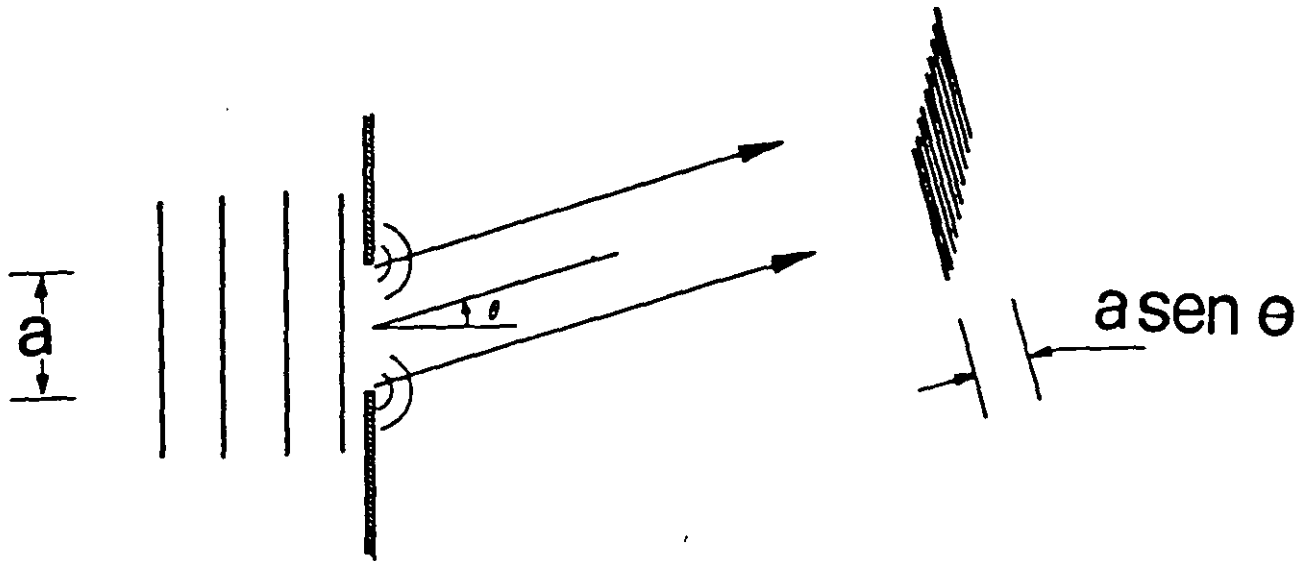


Fig. 11 Difracción provocada por la presencia de una ranura de dimensión a en una pantalla. Para considerar la difracción en este caso se colocan varias fuentes distribuidas a lo largo de la ranura. El patrón de ondas planas que generan las fuentes se presenta a la derecha cuando el observador está ubicado a gran distancia. En la figura sólo se dibujaron las fuentes de los extremos de la ranura (Maiin, 1978).

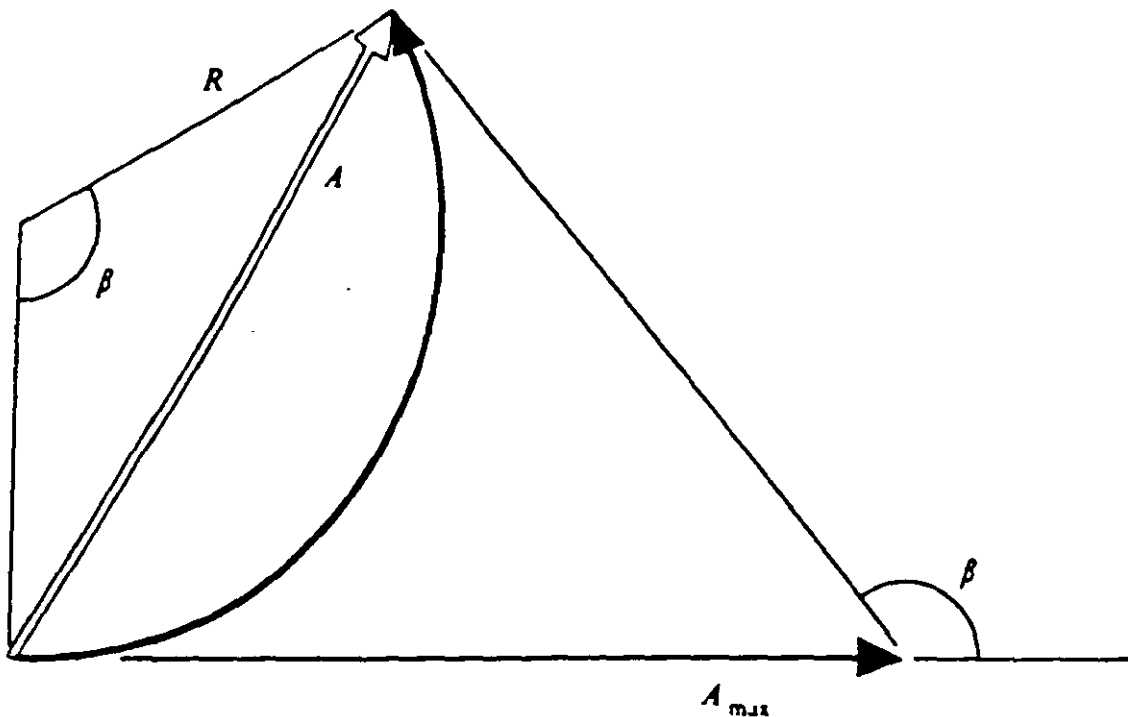


Fig. 12 Diagrama de vectores para el cálculo de amplitud $A(\theta)$. La diferencia de fases $\beta(\theta)$ entre el primero y el último vector está dada por $k a \sin \theta$.

La intensidad tiene valores nulos cuando $\beta(\theta) = 2\pi, 4\pi, 6\pi, \dots$, esto es cuando $\theta = m\pi/ka = \lambda/a$, donde m es par. De aquí que la difracción sea más importante cuando es más pequeña la ranura de la pantalla y/o cuando la longitud de onda es grande (frecuencias pequeñas).

El número de fuentes necesarias para la construcción adecuada de un frente de onda plano dependerá de la longitud de onda. Esto es, el número de fuentes se deberá incrementar cuando la longitud de onda crezca, por esta razón, mientras más fuentes se consideren por longitud de onda, se tendrá mayor exactitud en los cálculos. La amplitud correspondiente a cada fuente se obtendrá de la solución de sistemas de ecuaciones que se forman al considerar las condiciones de frontera del problema que se analice.

Sismómetros y acelerómetros

El detectar y registrar las ondas sísmicas implica un problema interesante, ¿como medir el movimiento cuando el punto de referencia utilizado es el que se mueve? La solución consiste básicamente en suspender un peso de un resorte, el cual a su vez está sujeto a una base. El soporte o base es asegurado al cuerpo cuyo movimiento se va a medir. El movimiento relativo entre la masa y la base, registrado en un cilindro que gira o a algún otro dispositivo colocado dentro del instrumento, indicará el movimiento del cuerpo. Los sismómetros son los instrumentos más antiguos que se utilizan para registrar las vibraciones del terreno. Los acelerómetros miden las aceleraciones del terreno. Escencialmente utilizan el mismo principio de los sismómetros pero en lugar de tener resortes blandos, usan resortes muy duros con el fin de obtener una frecuencia natural muy alta. Considérese por ejemplo la fig. 13. Utilizando la segunda ley de Newton ($\sum F = ma$) se tiene:

$$-k(x_1 - x_2) - c(\dot{x}_1 - \dot{x}_2) = m\ddot{x}_1 \quad (15)$$

El movimiento relativo está dado por $x_1 - x_2 = x$. Si la vibración a la que se somete la el sistema (fig. 13) está dada por $x_2 = A \sin(\omega t)$, sustituyendo en la ec. 15:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = mA\omega^2 \sin \omega t$$

La solución de esta ecuación diferencial está dada por:

$$x_p = \frac{A}{\sqrt{\frac{1}{r^4} - \frac{2-4\xi}{r^2} + 1}} \sin(\omega t - \phi) \quad (17)$$

donde $\xi = c/2m\omega_n$, $\omega_n^2 = k/m$, $r = \omega/\omega_n$, $\phi = \tan^{-1} c\omega/(k - m\omega^2)$. Si ω_n es muy pequeña (la masa m es muy grande), entonces $x_p = A$, lo que implica que el sistema estaría midiendo la amplitud del movimiento. Si por otro lado ω_n es muy grande (la rigidez k es muy grande), entonces $x_p = Ar^2 = A\omega^2/\omega_n^2$; donde $A\omega^2$ es una medida de la acelera-

ción, por tanto, el movimiento relativo es una medida de la aceleración.

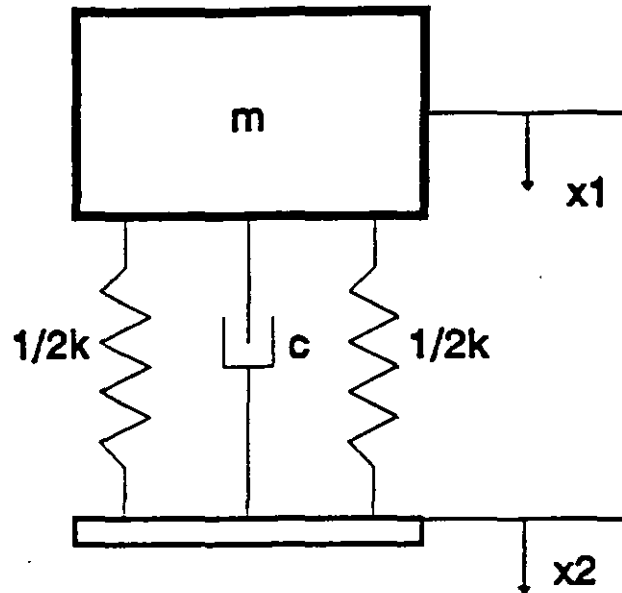


Fig. 13 Sistema de un grado de libertad. Forma esquemática para representar un sismógrafo o un acelerógrafo.

Con base en la diferencia del tiempo de arribo entre las ondas P y las ondas S , se puede determinar la distancia en la que ocurrió la liberación de la energía. Se necesitan por lo menos dos aparatos (sismógrafos o acelerógrafos) cercanos al foco, para determinar la profundidad en la que se localizó; y tres aparatos para determinar la ubicación del epicentro (fig. 14).

Magnitud e intensidad

Los sismólogos estiman la violencia local del movimiento de tierra usando la *Escala Modificada de Intensidad de Mercalli* en donde se mide que tan severos fueron los daños, en grados. Los terremotos menos intensos sólo pueden ser detectados por instrumentos y no causan daño; de ahí, los terremotos se miden en escala creciente de daños hasta el grado más alto que implica a aquellos sismos que causan la destrucción total de todas las estructuras.

Como es de esperar, los mapas de curvas de igual intensidad en general muestran progresivamente menor daño cuando se incrementa la distancia del epicentro. Sin embargo, los daños tienden a ser más severos en zonas donde los sedimentos del suelo son blandos o no están consolidados. Tomando en cuenta que la intensidad de un sismo no resuelve el problema de conocer que tan grande fue un terremoto debido a que un sismo fuerte a cierta distancia puede producir los mismos daños que uno pequeño en un área cerca al epicentro; y además de que la escala de intensidad no

contribuye a la investigación de temblores cuyos epicentros se localizan en el oceano o en lugares inhabitados donde no se puede registrar el daño estructural, los sismólogos requirieron de una escala que midiera el grado de los temblores en términos de la cantidad de energía liberada.

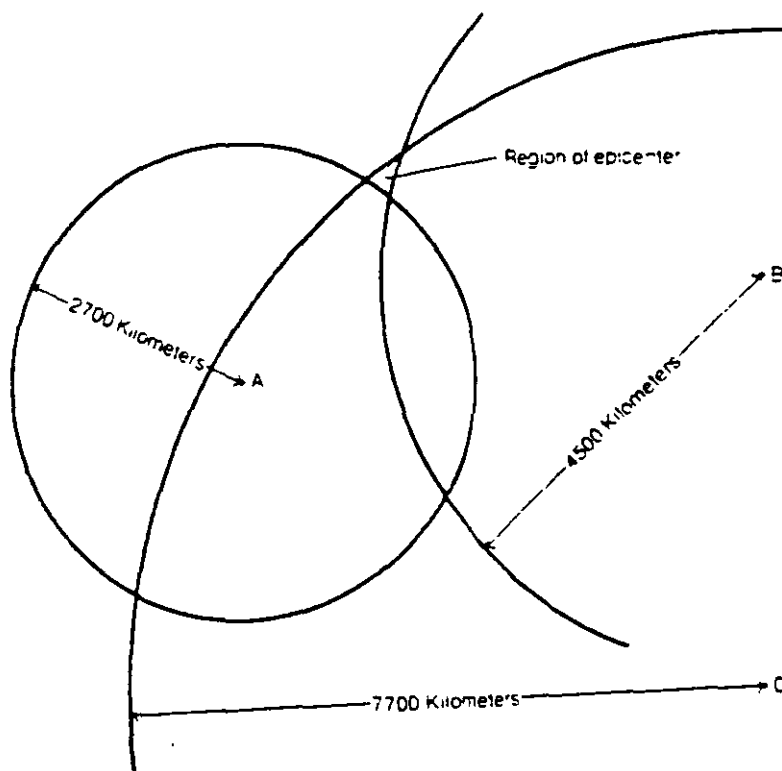
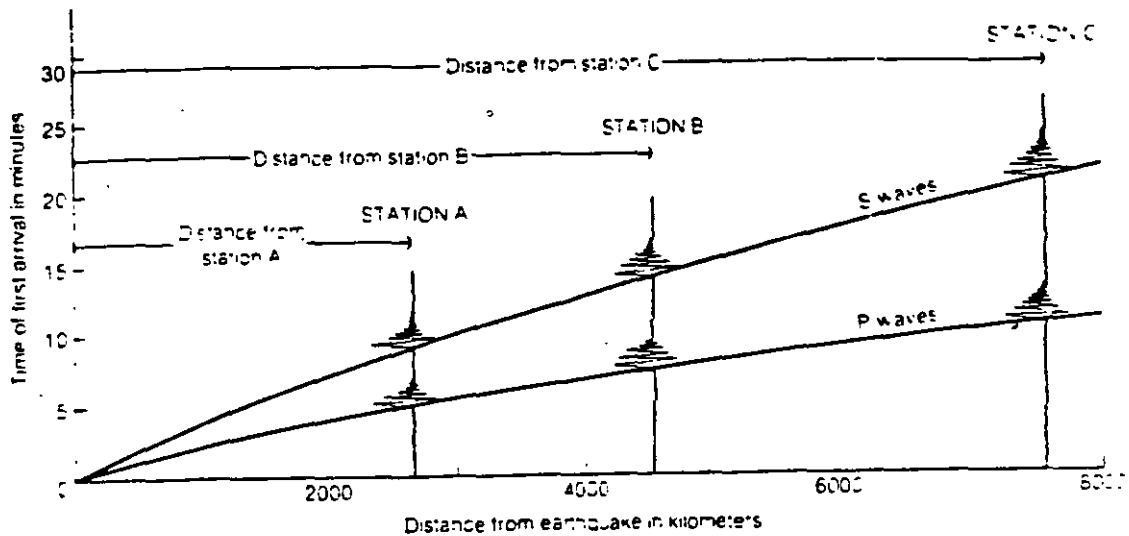


Fig. 14 El intervalo de tiempo de llegada entre las ondas *P* y las ondas *S* se incrementa con la distancia, haciendo posible dibujar un círculo con el radio apropiado desde el sismograma hasta el posible lugar donde se localiza el foco. Para poder determinar la ubicación del epicentro se requieren tres sismógrafos (Main, 1982).

Los sismólogos generalmente usan la *Escala de Magnitud de Richter* en la cual un brinco de un número entero a otro refleja una diferencia de diez veces la amplitud del movimiento, y aproximadamente una diferencia de treinta veces la cantidad de energía liberada en el foco. Un sismo con una magnitud en la escala de Richter mayor a 5.5 puede causar daños estructurales; magnitudes mayores que 6 son generalmente destructivos si se generan en zonas pobladas. Los terremotos más grandes detectados tienen magnitudes de 8.9. Muchos sismólogos sospechan que los sismos de esta magnitud son los más grandes que se pueden generar, pues creen que la litosfera es demasiado débil para aguantar esfuerzos mayores sin sufrir desplazamientos.

Estructura interna de la Tierra

Los sismógrafos ubicados en cualquier parte del globo terráqueo registran a partir de un gran terremoto, una larga serie de vibraciones de las cuales, sólo pocas, provienen directamente del foco. Las demás son ondas reflejadas de la superficie de la Tierra o de las fronteras entre sus diferentes capas en su interior. El contacto con los diferentes tipos de roca, hacen que las ondas se propaguen con distintas velocidades. La investigación de los diferentes trayectos que siguen las ondas ha dado lugar a la interpretación de la estructura y composición de la Tierra.

El más simple y persistente eco proviene de la frontera entre la corteza terrestre y la litosfera a la cual se le dá el nombre de discontinuidad de Mohorovicic o, más sencillamente, discontinuidad Moho. Esta se localiza aproximadamente entre los 40 y 50 km si se mide en la corteza continental y a los 10 km de profundidad si se mide en la corteza oceánica.

Entre los 100 y 250 km de profundidad, las ondas sísmicas disminuyen su velocidad de propagación de manera considerable y una buena parte del componente de las ondas de corte desaparece. Esto sugiere que esta zona de baja velocidad de propagación está formada por rocas parcialmente derretidas. A esta zona se le conoce como astenosfera.

Los sismógrafos que reciben las vibraciones de los terremotos grandes generalmente registran un eco que proviene de una profundidad de aproximadamente 2900 km que aparentemente refleja la superficie del núcleo de la Tierra. Este núcleo crea una *zona de sombra* en el lado opuesto de la Tierra al lugar donde se generó el sismo debido a la refracción y reflexión de las ondas. Sin embargo, cerca del centro de esta zona de sombra en el área directamente opuesta al foco, se registran fuertes vibraciones causadas por un enfocamiento de energía que el núcleo genera, actuando como un lente que se encuentra embebido en el planeta. Estas vibraciones son causadas por ondas longitudinales habiendo ausencia total de las ondas de corte, lo que sugiere que, al menos la parte externa del núcleo es líquida (fig. 15).

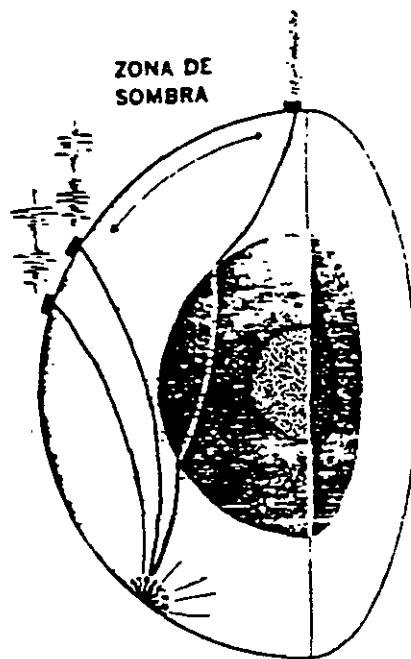


Fig. 15 La zona de sombra es una área donde las ondas no llegan por la desviación que sufren debido a la presencia del núcleo. Sin embargo, algunas ondas sísmicas atraviesan el núcleo y aparecen enfocadas en un área directamente opuesta a donde se generó el sismo.

EFFECTOS SÍSMICOS EN PUENTES

Los efectos que los sismos producen en los puentes o en cualquier estructura van a depender de las características del sismo, del suelo donde se cimenta la estructura y de la estructura misma.

Para poder llevar a cabo un diseño adecuado de la cimentación de la estructura se requiere:

- a) Evaluar el comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos (o rocas) bajo la carga dinámica esperada en la práctica.
- b) Desarrollar métodos que permitan conocer los efectos de las fuerzas de inercia y con ello conocer el comportamiento de las masas de suelo y de los sistemas suelo-estructura.
- c) Predecir la intensidad, duración y contenido de frecuencias de los sismos que se puedan presentar, con base en los eventos detectados en la zona con anterioridad.

d) Evaluar la potencialidad de falla por licuación del suelo.

e) Investigar la posibilidad de deslizamientos de taludes durante un terremoto.

Todo ello con el propósito de asegurarse de que:

a) Las amplitudes de las vibraciones que se generen no sean excesivas.

b) Los esfuerzos/deformaciones inducidos en estructuras vecinas, sean pequeñas.

c) No haya peligro de una acumulación permanente de deformaciones debidas a la compactación dinámica en estratos arenosos.

Para determinar las propiedades dinámicas del suelo se recurre tanto a pruebas de campo como las de laboratorio. En las tablas I, II y III se presentan algunas de las pruebas utilizadas para determinar los parámetros dinámicos del suelo. Con estos parámetros se podrán obtener las impedancias dinámicas que están relacionadas con la fuerza dinámica (R) y el desplazamiento que se genera en el suelo (u) de la siguiente manera: $k = R/u$, donde $u = u_1 + iu_2$, $i_2 = -1$; por consiguiente $k = k_1 + ik_2$. $k_1(\omega)$ depende de las características de rigidez del sistema (el cual no depende de ω ; notese que las propiedades del suelo de módulo de cortante, coeficiente de Poisson y amortiguamiento son en esencia independientes de ω) y de las características de inercia del suelo (que son proporcionales a ω^2). $k_2(\omega)$ representa el amortiguamiento del sistema que engloba una parte independiente de la frecuencia reflejando el amortiguamiento histerético del suelo, y otra parte dependiente de la frecuencia que representa al amortiguamiento viscoso.

Para llevar a cabo los estudios de propagación de ondas en suelos y/o estructuras generalmente se recurre a modelos que son sujetos a hipótesis fuertes pero simplifican enormemente el problema, lo que permite entender, en general, el comportamiento del modelo real y tomar decisiones respecto a su diseño.

Modelos unidimensionales

En estos modelos se aceptan las hipótesis de que los materiales por los cuales se propagan las ondas son elásticos y homogéneos; además, la dirección de propagación de ondas es en una sola dirección, lo que implica que las fronteras entre los medios que constituyen al modelo, son paralelas y la incidencia de ondas perpendicular a estas fronteras.

Como ejemplo considerese una barra por la cual se propagan ondas longitudinales (fig. 16) que generan esfuerzos (σ) y desplazamientos (u) que están en función del tiempo y de la posición en la cual son medidos. El equilibrio dinámico de un elemento infinitesimal de la barra está dado por

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \rho \ddot{u}_x = 0 \quad (18)$$

Aplicando la ley de Hooke

$$\sigma_x = E e_x = E \left(\frac{\partial u_x}{\partial x} \right) \quad (19)$$

donde E es el módulo de elasticidad, de ahí que

$$\frac{\partial^2 u_x}{\partial x^2} = \frac{1}{\alpha^2} \ddot{u}_x \quad (20)$$

Esta es la ecuación de onda para modelos unidimensionales cuando se propagan ondas longitudinales. La obtención de la ecuación de onda para otros tipos de ondas es análoga. Cualquier función que cumpla con la ecuación de onda (ec. 20) y con las condiciones de frontera que impone el modelo, representa la solución del problema analizado. Estas funciones van a ser de la forma

$$u_x = f_a(x+ct) + f_b(x-ct) \quad (21)$$

donde c es la velocidad con la que se propagan las ondas en el medio. $f(x \pm ct)$ representa a las ondas propagándose en la dirección $\mp x$.

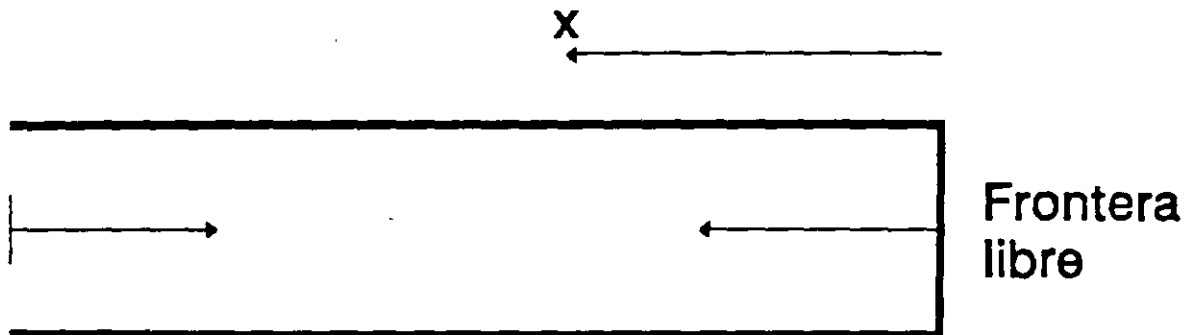


Fig. 16 Barra longitudinal por donde se propagan las ondas, con un extremo libre. Las ondas inciden de izquierda a derecha.

Cuando se considera en el modelo una frontera libre (fig. 17) las condiciones de frontera son $\sigma_x = 0$ en $x = 0$. Si la solución de la ecuación de onda es

$$u = B e^{i\omega t} e^{-\frac{i\omega}{c}x} + A e^{i\omega t} e^{\frac{i\omega}{c}x} \quad (22)$$

donde A y B son las amplitudes de las ondas incidentes y reflejadas, respectivamente, se tiene que en $x=0$ aplicando las condiciones de frontera

$$-\frac{i\omega}{c}B + \frac{i\omega}{c}A = 0 \quad (23)$$

$$A = B$$

Si ahora se considera una frontera fija, las condiciones de frontera son $u=0$ en $x=0$ de donde se obtiene que $A = -B$ y, por consiguiente

$$u = A e^{i\omega t} \left[e^{\frac{i\omega}{c}x} - e^{-\frac{i\omega}{c}x} \right] = 2A \operatorname{sen} \left(\frac{\omega}{c}x \right) e^{i\omega t} \quad (24)$$

y $\sigma = 2\sigma_{inc}$ en $x=0$.

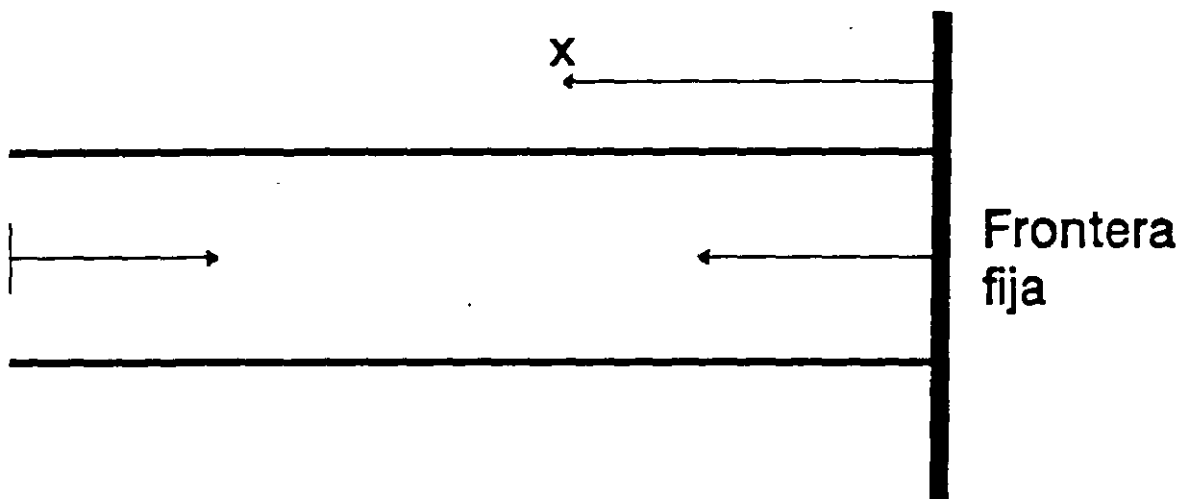


Fig. 17 Barra longitudinal por donde se propagan las ondas, con un extremo fijo. Las ondas inciden de izquierda a derecha.

Cuando la propagación de ondas se lleva a cabo entre dos medios (fig. 18) se deben considerar dos ecuaciones de onda (una para cada medio). La solución general es de la forma

$$u_1 = u_{inc} + u_{ref} = A_{inc} e^{i\omega t - \frac{i\omega}{c_1} x} + A_{ref} e^{i\omega t - \frac{i\omega}{c_1} (-x)} \quad (25)$$

$$u_2 = u_{trans} = B_{trans} e^{i\omega t - \frac{i\omega}{c_2} x}$$

Las condiciones de frontera en $x=0$ son $u_1 = u_2$ y $\sigma_1 = \sigma_2$, de ahí se obtiene

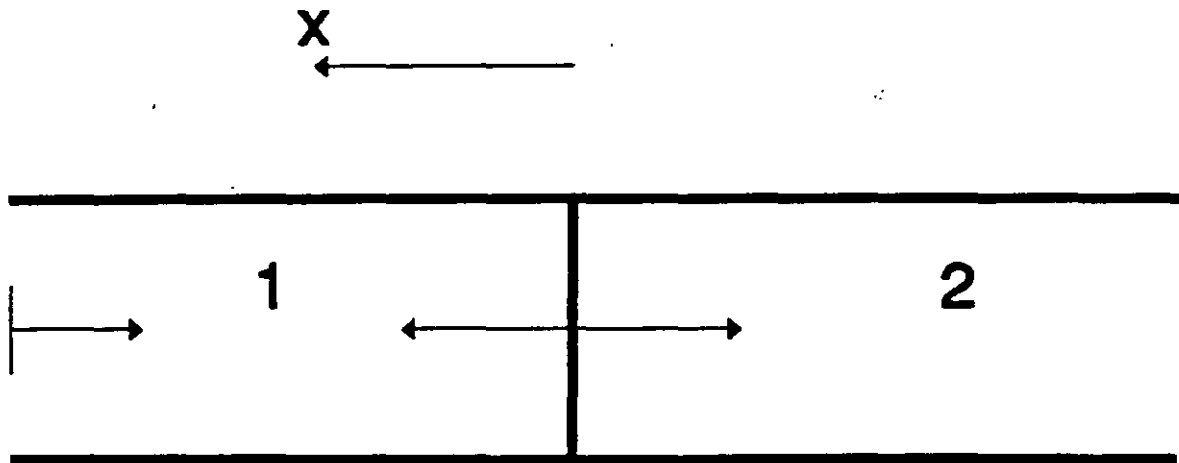
$$A_{inc} + A_{ref} = B_{trans} \quad (26)$$

$$A_{inc} - A_{ref} = \frac{\rho_2 c_2}{\rho_1 c_1} B_{trans}$$

de donde

$$B_{trans} = \frac{2}{1 + \frac{\rho_2 c_2}{\rho_1 c_1}} \cdot A_{inc}$$

$$A_{ref} = \frac{1 - \frac{\rho_2 c_2}{\rho_1 c_1}}{1 + \frac{\rho_2 c_2}{\rho_1 c_1}} \cdot A_{inc} \quad (27)$$



Ilustr. 4

Fig. 18 Barra longitudinal compuesta por dos materiales con propiedades del suelo por donde se propagan las ondas, con un extremo fijo. Las ondas inciden de izquierda a derecha.

Los modelos bi y tridimensionales tienen la particularidad de que las ondas se propagan en dos o más direcciones debido a la presencia de fronteras u obstáculos que, incluso pueden dar origen a la difracción de ondas. Al final de estas notas se presenta un artículo en el cual se analiza un caso particular de propagación de ondas en modelos bidimensionales (Suarez y Sánchez-Sesma, 1994).

GEOLOGÍA Y CONDICIONES LOCALES

Cuando se registra la señal de un sismo cuyo epicentro se localiza a varios kilómetros de distancia, el registro que se obtiene es generalmente diferente al de alguna estación localizada directamente sobre el foco del sismo, debido a que las ondas viajan a través de distintos materiales con diferentes velocidades de propagación y configuraciones varias que provocan que éstas modifiquen su trayecto, velocidad y amplitud (efectos de trayecto). Cuando las ondas atraviesan los suelos o formaciones locales del sitio, sufren también modificaciones adicionales (efectos de sitio o condiciones locales). En la fig. 19 se presentan estos conceptos. Considerando efectos lineales únicamente, si se conoce la señal antes y después de ser afectada por las condiciones locales, la contribución de los efectos de sitio se obtiene al efectuar la división de los espectros de Fourier de la señal ubicada en el sitio, con aquella que no se afectó por las condiciones locales. Al espectro que se obtiene de esta manera se le conoce con el nombre de función de transferencia o cociente espectral. De esta manera, cuando se tiene cualquier incidencia de ondas se puede obtener la respuesta del sitio al multiplicar su espectro de Fourier por la función de transferencia.

Una hipótesis adicional que se hace es considerar planas a las ondas que se propagan dentro de medios homogéneos e isótropos. Esta hipótesis implica que se puede identificar el lugar geométrico de los puntos que se encuentran en una misma fase donde se localiza un frente de onda recto (fig. 20). Si la fuente de una perturbación es muy pequeña y la onda se propaga en un medio isótropo, entonces el frente de onda tendrá una superficie esférica con el centro en la fuente. Si la distancia r a la fuente es muy grande, el frente de onda se puede considerar con buena aproximación como plano (fig. 21). A la dirección con la que se propagan los frentes de onda se le representa por rayos que son líneas perpendiculares a estos. Anexo a estas notas se presenta un artículo en donde se plantea la importancia de considerar las condiciones locales cuando se estudia la respuesta sísmica de un sitio (Sánchez-Sesma *et al*, 1987).

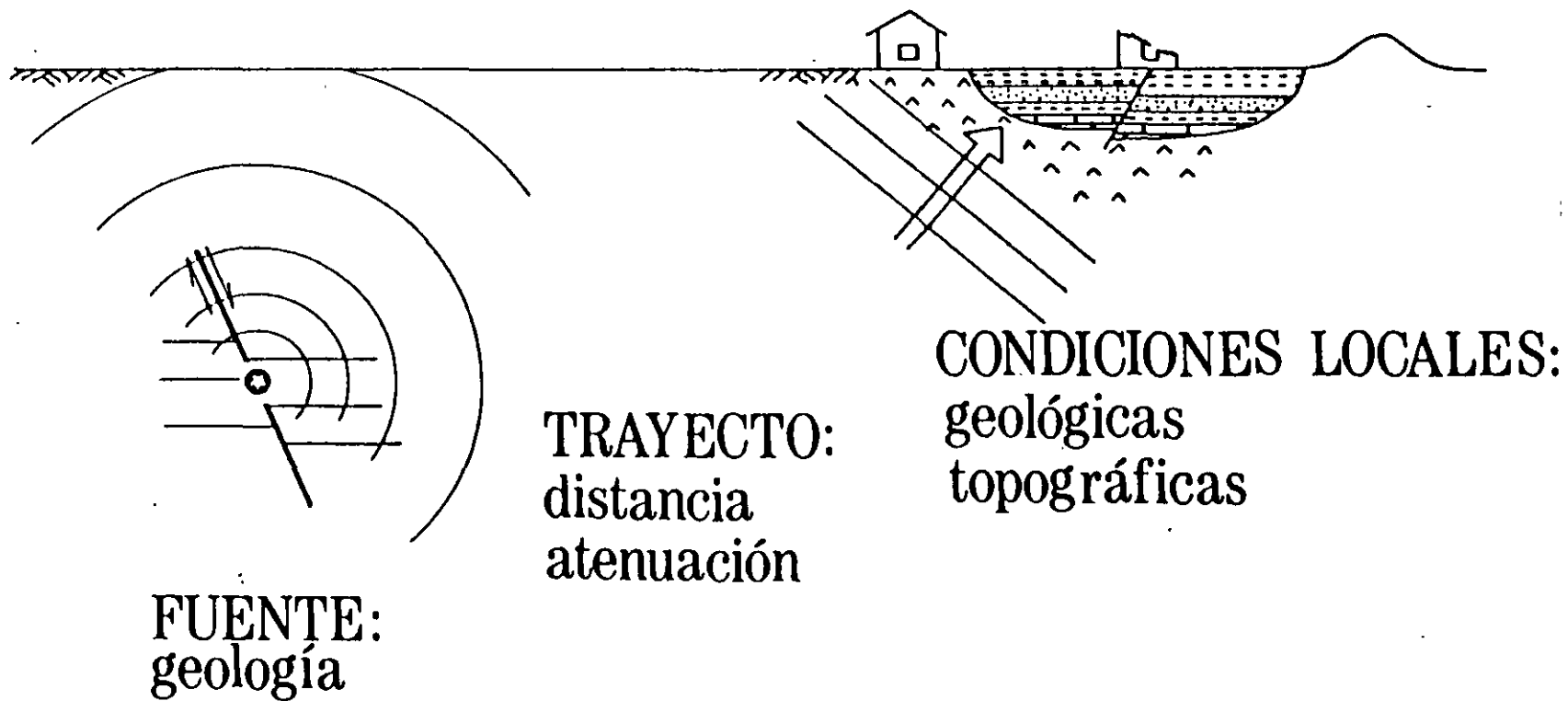


Fig. 19 Elementos que influyen en la propagación de ondas sísmicas. Fuente, trayecto y condiciones locales (modificada a partir de Chávez-García, 1987)

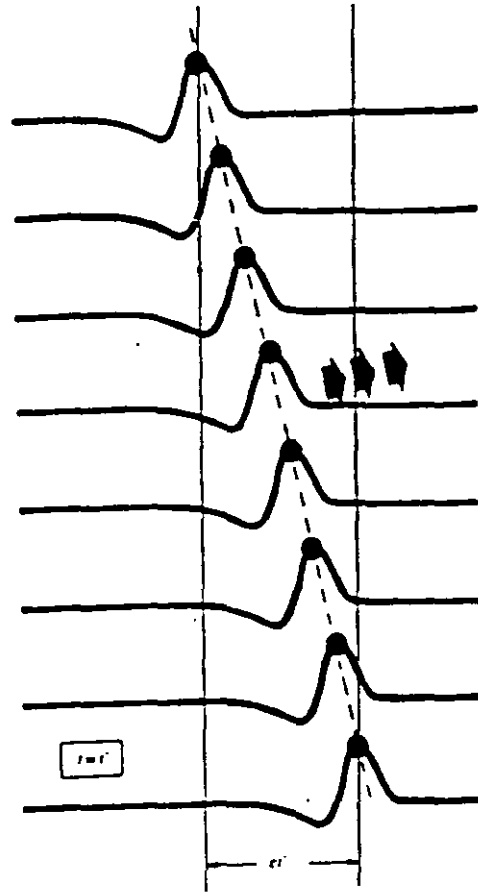


Fig. 20 Frente de ondas (línea a trazos) que pasa por los puntos indicados por un círculo lleno en un tiempo $t = t'$. Las flechas indican la dirección de la propagación del frente de onda.

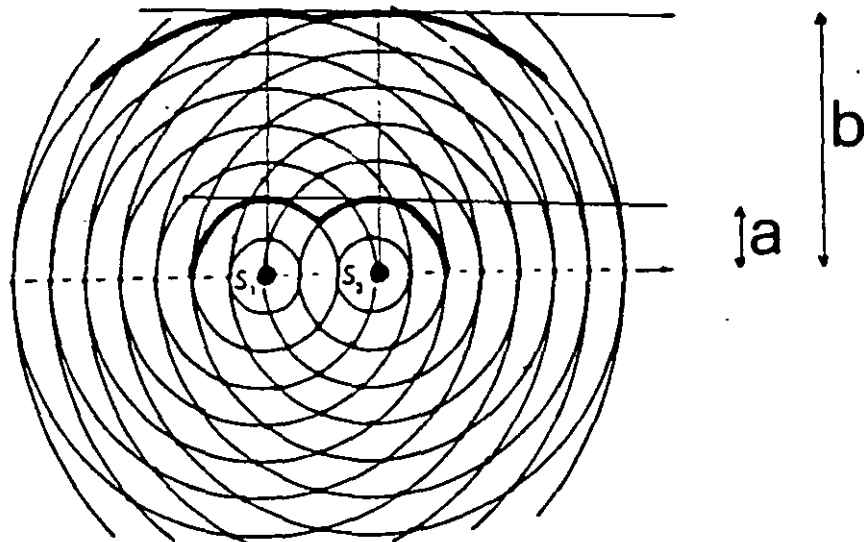


Fig. 21 Un frente de onda a una distancia b puede considerarse más cercanamente representado por un frente de onda plano que el ubicado a una distancia menor a . En la figura se presentan los campos generados por dos fuentes (S_1 y S_2).

REFERENCIAS

Alt (1982), "Physical Geology", *Wadsworth Publishing Company*.

Bolt B A (1976), "Nuclear Explosions and earthquakes", *W. H. Freeman and Company*.

Chávez-García F J (1987). "Evaluation de risque sismique à Thessalsniki", Trabajo presentado para la obtención del grado D E A, *Université Joseph Fourier de Grenoble*, Francia.

Main G I (1978), "Vibrations and waves in Physics", *Cambridge University Press*, Cambridge, London, New York, Melbourne.

Newland D E (1980), "An introduction to random vibrations and spectral analysis", *Longman*, London.

Sánchez-Sesma F J, Pérez-Rocha L E, Suarez M, Bravo M A, "El modelado de la respuesta sísmica del valle de México", *Simposio de la SMMS*, 1987.

Suarez M y Sánchez-Sesma F J, "Amplificación local del movimiento en depósitos sedimentarios usando modelos simplificados", *Ingeniería Sísmica*, 48, pp 11-21, 1994.

DISEÑO SISMICO DE PUENTES

TEMA 3 RIESGO SISMICO Y DINAMICA ESTRUCTURAL

**Profesor : Dr. Jaime García Pérez
Instituto de Ingeniería, UNAM**

MEXICO, 1998

Chapter 6

SEISMICITY

LUIS ESTEVA

Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México

6.1 ON SEISMICITY MODELS

Rational formulation of engineering decisions in seismic areas requires quantitative descriptions of seismicity. These descriptions should conform with their intended applications: in some instances, simultaneous intensities during each earthquake have to be predicted at several locations, while in others it suffices to make independent evaluations of the probable effects of earthquakes at each of those locations.

The second model is adequate for the selection of design parameters of individual components of a regional system (the structures in a region or country) when no significant interaction exists between response or damage of several such individual components, or between any of them and the system as a whole. In other words, it applies when the damage — or negative utility — inflicted upon the system by an earthquake can be taken simply as the addition of the losses in the individual components.

The linearity between monetary values and utilities implied in the second model is not always applicable. Such is the case, for instance, when a significant portion of the national wealth or of the production system is concentrated in a relatively narrow area, or when failure of life-line components may disrupt emergency and relief actions just after an earthquake. Evaluation of risk for the whole regional system has then to be based on seismicity models of the first type, that is, models that predict simultaneous intensities at several locations during each event; for the purpose of decision making, nonlinearity between monetary values and utilities can be accounted for by means of adequate scale transformations. These models are also of interest to insurance companies, when the probability distribution of the maximum loss in a given region during a given time interval is to be estimated.

Whatever the category to which a seismic risk problem belongs, it requires the prediction of probability distributions of certain ground motion characteristics (such as peak ground acceleration or velocity, spectral density, response or Fourier spectra, duration) at a given site during a single shock or of maximum values of some of those characteristics in earthquakes occurring during given time intervals. When the reference interval tends to infinity, the probability distribution of the maximum value of a given characteristic ap-

proaches that of its maximum possible value. Because different systems or subsystems are sensitive to different ground motion characteristics, the term *intensity characteristic* will be used throughout this chapter to mean a particular parameter or set of parameters of an earthquake motion, in terms of which the response is to be predicted. Thus, when dealing with the failure probability of a structure, intensity can be alternatively measured — with different degrees of correlation with structural response — by the ordinate of the response spectrum for the corresponding period and damping, the peak ground acceleration, or the peak ground velocity.

In general, local instrumental information does not suffice for estimating the probability distributions of maximum intensity characteristics, and use has to be made of data on subjective measures of intensities of past earthquakes, of models of *local seismicity*, and of expressions relating characteristics with magnitude and site-to-source distance. Models of local seismicity consist, at least, of expressions relating magnitudes of earthquakes generated in given volumes of the earth's crust with their return periods. More often than not, a more detailed description of local seismicity is required, including estimates of the maximum magnitude that can be generated in these volumes, as well as probabilistic (stochastic process) models of the possible histories of seismic events (defined by magnitudes and coordinates).

This chapter deals with the various steps to be followed in the evaluation of seismic risk at sites where information other than direct instrumental records of intensities has to be used: identifying potential sources of activity near the site, formulating mathematical models of local seismicity for each source, obtaining the contribution of each source to seismic risk at the site and adding up contributions of the various sources and combining information obtained from local seismicity of sources near the site with data on instrumental or subjective intensities observed at the site.

The foregoing steps consider use of information stemming from sources of different nature. Quantitative values derived therefrom are ordinarily tied to wide uncertainty margins. Hence they demand probabilistic evaluation, even though they cannot always be interpreted in terms of relative frequencies of outcomes of given experiments. Thus, geologists talk of the maximum magnitude that can be generated in a given area, assessed by looking at the dimensions of the geological accidents and by extrapolating the observations of other regions which available evidence allows to brand as similar to the one of interest; the estimates produced are obviously uncertain, and the degree of uncertainty should be expressed together with the most probable value. Following nearly parallel lines, some geophysicists estimate the energy that can be liberated by a single shock in a given area by making quantitative assumptions about source dimensions, dislocation amplitude and stress drop, consistent with tectonic models of the region and, again, with comparisons with areas of similar tectonic characteristics.

Uncertainties attached to estimates of the type just described are in gen-

eral extremely large: some studies relating fault rupture area, stress drop, and magnitude (Brune, 1968) show that, considering not unusually high stress drops, it does not take very large source dimensions to get magnitudes 8.0 and greater, and those studies are practically restricted to the simplest types of fault displacement. It is not clear, therefore, that realistic bounds can always be assigned to potential magnitudes in given areas or that, when this is feasible, those bounds are sufficiently low, so that designing structures to withstand the corresponding intensities is economically sound, particularly when occurrence of those intensities is not very likely in the near future. Because uncertainties in maximum feasible magnitudes and in other parameters defining magnitude-recurrence laws can be as significant as their mean values when trying to make rational seismic design decisions, those uncertainties have to be explicitly recognized and accounted for by means of adequate probabilistic criteria. A corollary is that geophysically based estimates of seismicity parameters should be accompanied with corresponding uncertainty measures.

Seismic risk estimates are often based only on statistical information (observed magnitudes and hypocentral coordinates). When this is done, a wealth of relevant geophysical information is neglected, while the probabilistic prediction of the future is made to rely on a sample that is often small and of little value, particularly if the sampling period is short as compared with the desirable return period of the events capable of severely damaging a given system.

The criterion advocated here intends to unify the foregoing approaches and rationally to assimilate the corresponding pieces of information. Its philosophy consists in using the geological, geophysical, and all other available non-statistical evidence for producing a set of alternate assumptions concerning a mathematical (stochastic process) model of seismicity in a given source area. An initial probability distribution is assigned to the set of hypotheses, and the statistical information is then used to improve that probability assignment. The criterion is based on application of *Bayes theorem*, also called the *theorem of the probabilities of hypotheses*. Since estimates of risk depend largely on conceptual models of the geophysical processes involved, and these are known with different degrees of uncertainty in different zones of the earth's crust, those estimates will be derived from stochastic process models with uncertain forms or parameters. The degree to which these uncertainties can be reduced depends on the limitations of the state of the art of geophysical sciences and on the effort that can be put into compilation and interpretation of geophysical and statistical information. This is an economical problem that should be handled, formally or informally, by the criteria of decision making under uncertainty.

6.2 INTENSITY ATTENUATION

Available criteria for the evaluation of the contribution of potential seismic sources to the risk at a site make use of *intensity attenuation* expressions that relate intensity characteristics with magnitude and distance from site to source. Depending on the application envisaged, the intensity characteristic to be predicted can be expressed in a number of manners, ranging from a subjective index, such as the *Modified Mercalli intensity*, to a combination of one or more quantitative measures of ground shaking (see Chapter 1).

A number of expressions for attenuation of various intensity characteristics with distance have been developed, but there is little agreement among most of them (Ambraseys, 1973). This is due in part to discrepancies in the definitions of some parameters, in the ranges of values analyzed, in the actual wave propagation properties of the geological formations lying between source and site, in the dominating shock mechanisms, and in the forms of the analytical expressions adopted a priori.

Most intensity-attenuation studies concern the prediction of earthquake characteristics on rock or firm ground, and assume that these characteristics, properly modified in terms of frequency-dependent soil amplification factors, should constitute the basis for estimating their counterparts on soft ground. Observations about the influence of soil properties on earthquake damage support the assumption of a strong correlation between type of local ground and intensity in a given shock. Attempts to analytically predict the characteristics of motions on soil given those on firm ground or on bedrock have not been too successful, however (Crouse, 1973; Hudson and Udawia, 1973; Salt, 1974), with the exception of some peculiar cases, like Mexico City (Herrera et al., 1965), where local conditions favor the fulfillment of the assumptions implied by usual analytical models. The following paragraphs concentrate on prediction on intensities on firm ground; the influence of local soil is discussed in Chapter 4.

6.2.1 Intensity attenuation on firm ground

When isoseismals (lines joining sites showing equal intensity) of a given shock are based only on intensities observed on homogeneous ground conditions, such as *firm ground* (compact soils) or bedrock, they are roughly elliptical and the orientations of the corresponding axes are often correlated with local or regional geological trends (Figs. 6.1–6.3). In some regions — for instance near major faults in the western United States — those trends are well defined and the correlations are clear enough as to permit prediction of intensity in the near and far fields in terms of magnitude and distance to the generating fault or to the centroid of the energy liberating volume. In other regions, such as the eastern United States and most of Mexico, isoseismals seem to elongate systematically in a direction that is a function of the epi-

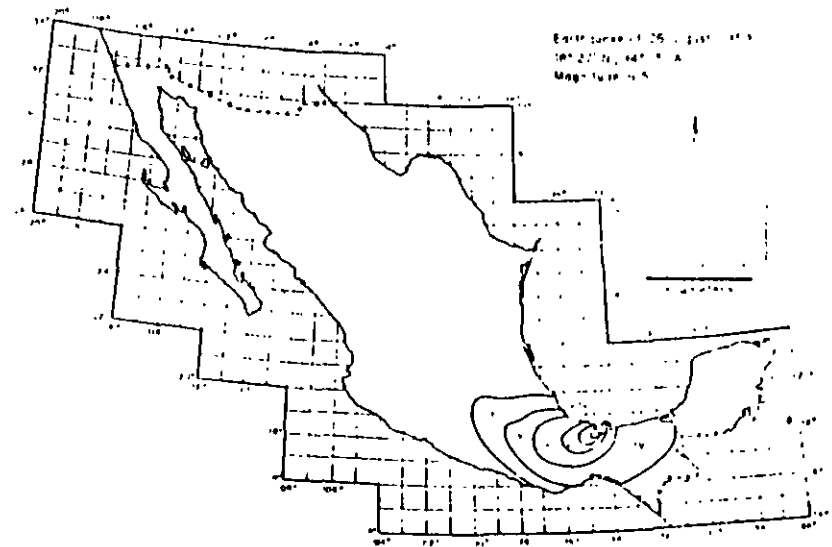


Fig. 6.1. Isoseismals of an earthquake in Mexico. (After Figueroa, 1963.)

central coordinates (Bollinger, 1973; Figueroa, 1963). In that case, intensity should be expressed as a function of magnitude and coordinates of source and site. For most areas in the world, intensity has to be predicted in terms of simple — and cruder — expressions that depend only on magnitude and distance from site to instrumental hypocenter. This stems from inadequate knowledge of geotectonic conditions and from limited information concerning the volume where energy is liberated in each shock.

A comparison of the rates of attenuation of intensities on firm ground for shocks on western and eastern North America has disclosed systematic differences between those rates (Milne and Davenport, 1969). This is the source of a basic, but often unavoidable, weakness of most intensity-attenuation expressions, because they are based on heterogeneous data, recorded in different zones, and the very nature of their applications implies that the less is known about possible systematic deviations in a given zone, as a consequence of the meagerness of local information, the greater weight is given to predictions with respect to observations.

6.2.1.1 Modified Mercalli intensities

An analysis of the Modified Mercalli intensities on firm ground reported for earthquakes occurring in Mexico in the last few decades leads to the fol-

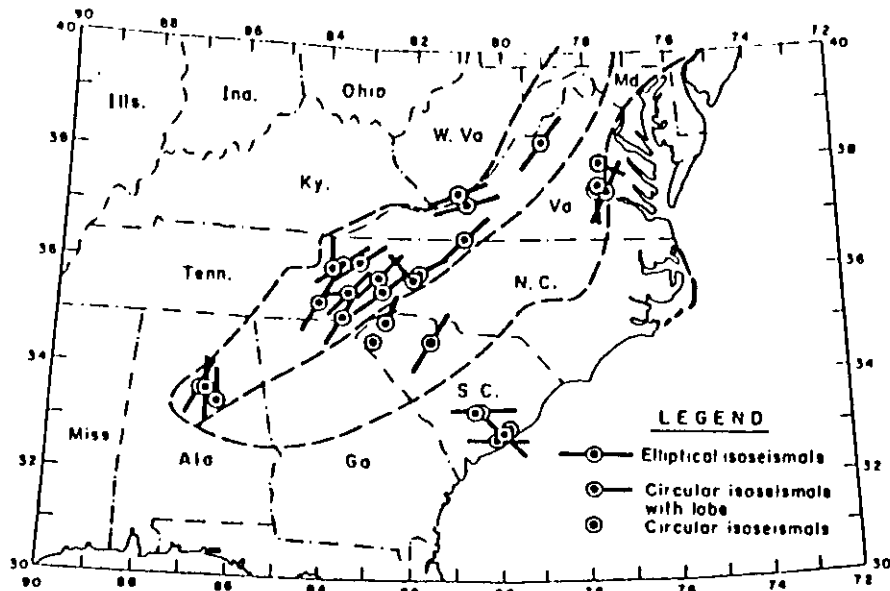


Fig. 6.2. Elongation of isoseismals in the southeastern United States (After Bollinger, 1973.)

lowing expression relating magnitude M , hypocentral distance R (in kilometers) and intensity I (Esteve, 1968):

$$I = 1.45 M - 5.7 \log_{10} R + 7.9 \quad (6.1)$$

The prediction error, defined as the difference between observed and computed intensity, is roughly normally distributed, with a standard deviation of 2.0, which means that there is a probability of 60% that an observed intensity is more than one degree greater or smaller than its predicted value.

6.2.1.2 Peak ground accelerations and velocities

A few of the available expressions will be described. Their comparison will show how cautiously a designer intending to use them should proceed.

Housner studied the attenuation of peak ground accelerations in several regions of the United States and presented his results graphically (1969) in terms of fault length (in turn a function of magnitude), shapes of isoseismals and areas experiencing intensities greater than given values (Fig. 6.4 and 6.5).

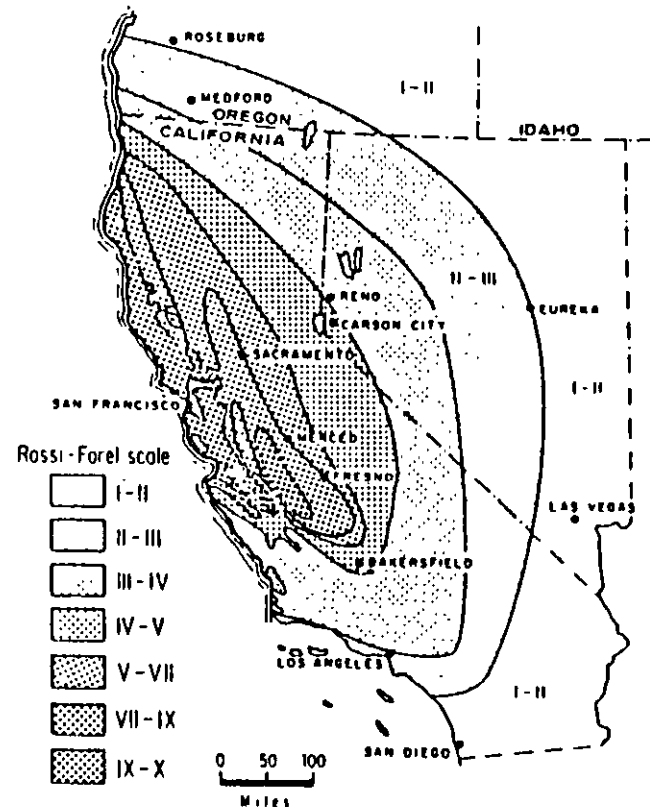


Fig. 6.3. Isoseismals in California. (After Bolt, 1970.)

He showed that intensities attenuate faster with distance on the west coast than in the rest of the country. This comparison is in agreement with Milne and Davenport (1969), who performed a similar analysis for Canada. From observations of strong earthquakes in California and in British Columbia, they developed the following expression for a , the peak ground acceleration, as a fraction of gravity:

$$a/g = 0.0069 e^{1.4M} / (1.1 e^{1.1M} + R^2) \quad (6.2)$$

Here, R is epicentral distance in kilometers. The acceleration varies roughly as $e^{1.04M} R^{-2}$ for large R , and as $e^{0.54M}$ where R approaches zero. This reflects to some extent the fact that energy is released not at a single point but from a finite volume. A later study by Davenport (1972) led him

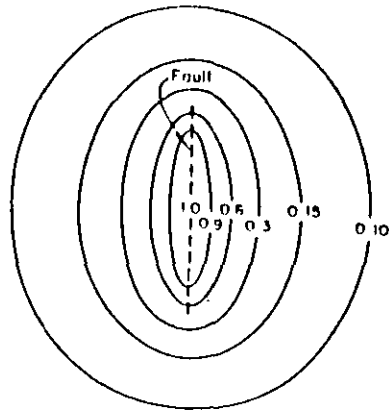


Fig. 6.4. Idealized contour lines of intensity of ground shaking. (After Housner, 1969.)

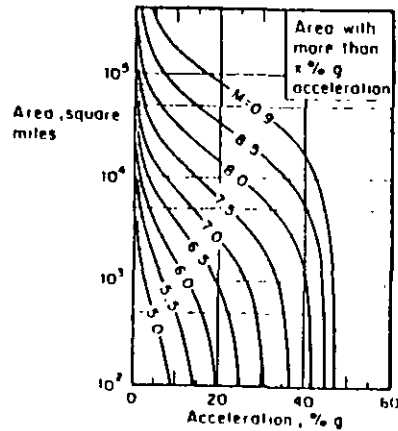


Fig. 6.5. Area in square miles experiencing shaking of $x\%g$ or greater for shocks of different magnitudes. (After Housner, 1969.)

to propose the expression:

$$a/g = 0.279 e^{0.6M}/R^{1.64} \quad (6.3)$$

The statistical error of this equation was studied by fitting a lognormal probability distribution to the ratios of observed to computed accelerations. A standard deviation of 0.74 was found in the natural logarithms of those ratios.

Esteva and Villaverde (1973), on the basis of accelerations reported by Hudson (1971, 1972a,b), derived expressions for peak ground accelerations and velocities, as follows:

$$a/g = 5.7 e^{0.6M}/(R + 40)^2 \quad (6.4)$$

$$v = 32 e^M/(R + 25)^{1.7} \quad (6.5)$$

Here v is peak ground velocity in cm/sec and the other symbols mean the same as above. The standard deviation of the natural logarithm of the ratio of observed to predicted intensity is 0.64 for accelerations and 0.74 for velocities. If judged by this parameter, eqs. 6.3 and 6.4 seem equally reliable. However, as shown by Fig. 6.6, their mean values differ significantly in some ranges.

With the exception of eq. 6.2, all the foregoing attenuation expressions are products of a function of R and a function of M . This form, which is acceptable when the dimensions of the energy-liberating source are small com-

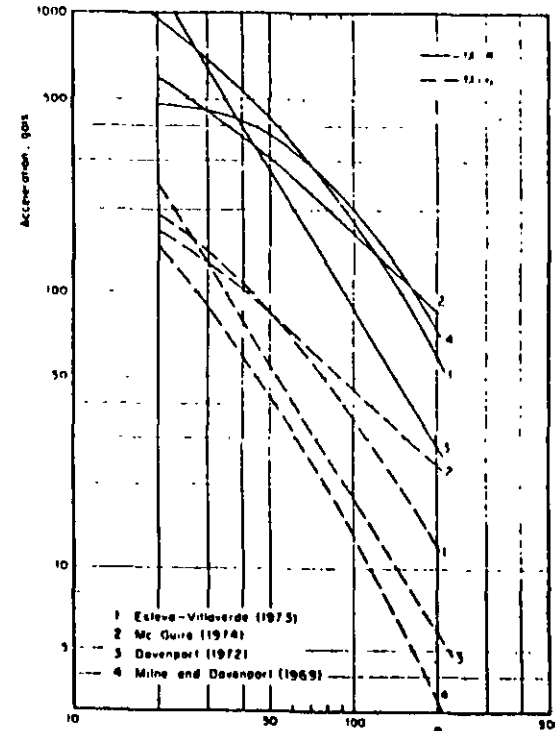


Fig. 6.6. Comparison of several attenuation expressions.

pared with R , is inadequate when dealing with earthquake sources whose dimensions are of the order of moderate hypocentral distances, and often greater than them. Although equation errors (probability distributions of the ratio of observed to predicted intensities) have been evaluated by Davenport (1972) and Esteva and Villaverde (1973), their dependence on M and R has not been analyzed. Because seismic risk estimates are very sensitive to the attenuation expressions in the range of large magnitudes and short distances, more detailed studies should be undertaken, aiming at improving those expressions in the mentioned range, and at evaluating the influence of M and R on equation error. Information on strong-motion records will probably be scanty for those studies, and hence they will have to be largely based on analytical or physical models of the generation and propagation of seismic waves. Although significant progress has been lately attained in this direction (Trifunac, 1973) the results from such models have hardly influenced the

practice of seismic risk estimation because they have remained either unknown to or imperfectly appreciated by engineers in charge of the corresponding decisions.

6.2.1.3 Response spectra

Peak ground acceleration and displacement are fairly good indicators of the response of structures possessing respectively very high and very small natural frequencies. Peak velocity is correlated with the response of intermediate-period systems, but the correlation is less precise than that tying the former parameters; hence, it is natural to formulate seismic risk evaluation and engineering design criteria in terms of spectral ordinates.

Response spectrum prediction for given magnitude and hypocentral or site-to-fault distance usually entails a two-step process, according to which peak ground acceleration, velocity and displacement are initially estimated and then used as reference values for prediction of the ordinates of the response spectrum. Let the second step in the process be represented by the operation $y_s = \alpha y_x$, where y_s is an ordinate of the response spectrum for a given natural period and damping ratio, and y_x is a parameter (such as peak ground acceleration or velocity) that can be directly obtained from the time-history record of a given shock regardless of the dynamic properties of the systems whose response is to be predicted. For given M and R , y_x is random and so is $y_s/y_x = \alpha$; the mean and standard deviation of y_s depend on those of y_x and α and on the coefficient of correlation of the latter variables. As shown above, y_x can only be predicted within wide uncertainty limits, often wider than those tied to y_s (Esteva and Villaverde, 1973). The coefficient of variation of y_s given M and R can be smaller than that of y_x only if α and y_x are negatively correlated, which is often the case: the greater the deviation of an observed value of y_x with respect to its expectation for given M and R , the lower is likely to be α . In other words, it seems that in the intermediate range of natural periods the expected values of spectral ordinates for given damping ratios can be predicted directly in terms of magnitude and focal distance with narrower (or at most equal) margins of uncertainty than those tied to predicted peak ground velocities. For the ranges of very short or very long natural periods, peak amplitudes of ground motion and spectral ordinates approach each other and their standard errors are therefore nearly equal.

McGuire (1974) has derived attenuation expressions for the conditional values (given M and R) of the mean and of various percentiles of the probability distributions of the ordinates of the response spectra for given natural periods and damping ratios. Those expressions have the same form as eqs. 6.4 and 6.5, but their parameters show that the rates of attenuation of spectral ordinates differ significantly from those of peak ground accelerations or velocities. For instance, McGuire finds that peak ground velocity attenuates in proportion to $(R + 25)^{-1.20}$, while the mean of the pseudovelocity for a

TABLE 6.1

McGuire's attenuation expressions $y = b_1 10^{b_2 M} (R + 25)^{-b_3}$

y	b_1	b_2	b_3	$V(y)$ = coeff. of var. of y
a gals	472.3	0.278	1.301	0.548
v cm/sec	5.64	0.401	1.202	0.696
d cm	0.393	0.434	0.886	0.883
Undamped spectral pseudovelocities				
$T = 0.1$ sec	11.0	0.278	1.346	0.941
0.5	3.05	0.391	1.001	0.636
1.0	0.631	0.378	0.519	0.768
2.0	0.0768	0.469	0.419	0.989
5.0	0.0834	0.561	0.897	1.314
5% damped spectral pseudovelocities				
$T = 0.1$ sec	10.09	0.233	1.341	0.651
0.5	5.74	0.356	1.197	0.591
1.0	0.132	0.399	0.701	0.703
2.0	0.122	0.466	0.575	0.941
5.0	0.0706	0.557	0.934	1.193

natural period of 1 sec and a damping ratio of 2% attenuates in proportion to $(R + 25)^{-0.59}$. These results stem from the way that frequency content changes with R and lead to the conclusion that the ratio of spectral velocity should be taken as a function of M and R .

Table 6.1 summarizes McGuire's attenuation expressions and their coefficients of variation for ordinates of the pseudovelocity spectra and for peak ground acceleration, velocity and displacement. Similar expressions were derived by Esteva and Villaverde (1973), but they are intended to predict only the maxima of the expected acceleration and velocity spectra, regardless of the periods associated with those maxima. No analysis has been performed of the relative validity of McGuire's and Esteva and Villaverde's expressions for various ranges of M and R .

6.3 LOCAL SEISMICITY

The term *local seismicity* will be used here to designate the degree of seismic activity in a given volume of the earth's crust; it can be quantitatively described according to various criteria, each providing a different amount of information. Most usual criteria are based on upper bounds to the magnitudes of earthquakes that can originate in a given seismic source, on the

amount of energy liberated by shocks per unit volume and per unit time or on more detailed statistical descriptions of the process.

6.3.1 Magnitude-recurrence expressions

Gutenberg and Richter (1954) obtained expressions relating earthquake magnitudes with their rates of occurrence for several zones of the earth. Their results can be put in the form:

$$\lambda = \alpha e^{-\beta M} \quad (6.6)$$

where λ is the mean number of earthquakes per unit volume and per unit time having magnitude greater than M and α and β are zone-dependent constants; α varies widely from point to point, as evidenced by the map of epicenters shown in Fig. 6.7, while β remains within a relatively narrow range, as shown in Fig. 6.8. Equation 6.6 implies a distribution of the energy liberated per shock which is very similar to that observed in the process of microfracturing of laboratory specimens of several types of rock subjected to gradually increasing compressive or bending strain (Mogi, 1962; Scholz, 1968). The values of β determined in the laboratory are of the same order as those obtained from seismic events, and have been shown to depend on the heterogeneity of the specimens and on their ability to yield locally. Thus, in heterogeneous specimens made of brittle materials many small shocks precede a major fracture, while in homogeneous or plastic materials the number of small shocks is relatively small. These cases correspond to large and small β -values, respectively. No general relationship is known to the writer between β and geotectonic features of seismic provinces: complexity of crustal structure and of stress gradients precludes extrapolation of laboratory results; and statistical records for relatively small zones of the earth are not, as a rule, adequate for establishing local values of β . Figure 6.8 shows that for very high magnitudes the observed frequency of events is lower than predicted by eq. 6.6. In addition, Rosenblueth (1969) has shown that β cannot be smaller than 3.46, since that would imply an infinite amount of energy liberated per unit time. However, Fig. 6.8 shows that the values of β which result from fitting expressions of the form 6.6 to observed data are smaller than 3.46; hence, for very high values of M (above 7, approximately) the curve should bend down, in accordance with statistical evidence.

Expressions alternative to eq. 6.6 have been proposed, attempting to represent more adequately the observed magnitude-recurrence data (Rosenblueth, 1964; Merz and Cornell, 1973). Most of these expressions also fail to recognize the existence of an upper bound to the magnitude that can be generated in a given source. Although no precise estimates of this upper bound can yet be obtained, recognition of its existence and of its dependence on the geotectonic characteristics of the source is inescapable. Indeed, the prac-

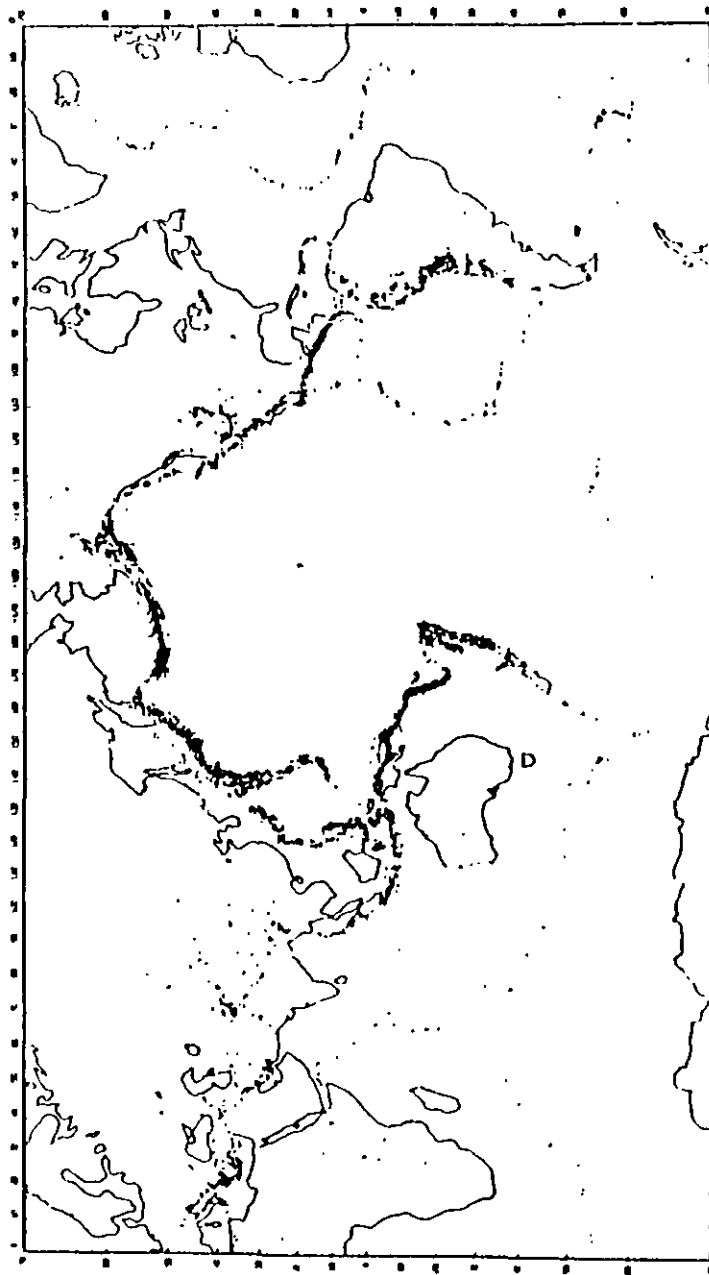


Fig. 6.7. Map showing epicenters for the interval 1961-1967. (After Newmark and Rosenblueth, 1971)

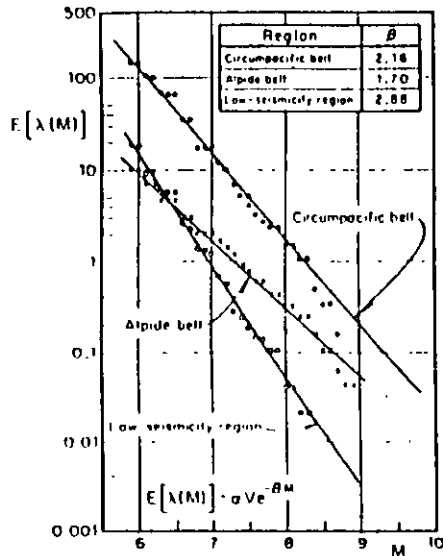


Fig. 6.8. Seismicity of macrozones (After Fateva, 1968.)

tion of seismic zoning in the Soviet Union has been based on this concept (Gzovsky, 1962; Ananiin et al., 1968) and in many countries design spectra for very important structures, such as nuclear reactors or large dams, are usually derived from the assumption of a maximum credible intensity at a site; that intensity is ordinarily obtained by taking the maximum of the intensities that result at the site when at each of the potential sources an earthquake with magnitude equal to the maximum feasible value for that source is generated at the most unfavourable location within the same source. When this criterion is applied no attention is usually paid to the uncertainty in the maximum feasible magnitude nor to the probability that an earthquake with that magnitude will occur during a given time period. The need to formulate seismic-risk-related decisions that account both for upper bounds to magnitudes and for their probabilities of occurrence suggests adoption of magnitude recurrence expressions of the form:

$$\begin{aligned} \lambda &= \lambda_1 G^*(M) & \text{for } M_L < M < M_U \\ &= \lambda_L & \text{for } M < M_L \\ &= 0 & \text{for } M > M_U \end{aligned} \quad (6.7)$$

where M_L = lowest magnitude whose contribution to risk is significant, M_U

= maximum feasible magnitude, and $G^*(M)$ = complementary cumulative probability distribution of magnitudes every time that an event ($M \geq M_L$) occurs. A particular form of $G^*(M)$ that lends itself to analytical derivations is:

$$G^*(M) = A_0 + A_1 \exp(-\beta M) - A_2 \exp[-(\beta - \beta_1)M] \quad (6.8)$$

where:

$$A_0 = A\beta_1 \exp[-\beta(M_U - M_L)]$$

$$A_1 = A(\beta - \beta_1) \exp(\beta M_L)$$

$$A_2 = A_0 \exp(-\beta_1 M_U + \beta M_L)$$

$$A = [\beta \{1 - \exp[-\beta_1(M_U - M_L)]\} - \beta_1 \{1 - \exp[-\beta(M_U - M_L)]\}]^{-1}$$

As M tends to M_L from above, eq. 6.7 approaches eq. 6.6. Adoption of adequate values of M_U and β_1 permits satisfying two additional conditions: the maximum feasible magnitude and the rate of variation of λ in its vicinity. When $\beta_1 \rightarrow \infty$, eq. 6.8 tends to an expression proposed by Cornell and Vanmarcke (1969).

Yegulalp and Kuo (1974) have applied the theory of extreme values to estimating the probabilities that given magnitudes are exceeded in given time intervals. They assume those probabilities to fit an extreme type-III distribution given by:

$$\begin{aligned} F_{M_{max}}(M|t) &= \exp[-C(M_U - M)^k t] & \text{for } M < M_U \\ &= 0 & \text{for } M > M_U \end{aligned} \quad (6.9)$$

Here $F_{M_{max}}(M|t)$ indicates the probability that the maximum magnitude observed in t years is smaller than M , M_U has the same meaning as above, and C and k are zone-dependent parameters. This distribution is consistent with the assumption that earthquakes with magnitudes greater than M take place in accordance with a Poisson process with mean rate λ equal to $C(M_U - M)^k$. Equation 6.9 produces magnitude recurrence curves that fit closely the statistical data on which they are based for magnitudes above 5.2 and return periods from 1 to 50 years, even though the values of M_U that result from pure statistical analysis are not reliable measures of the upper bound to magnitudes, since in many cases they turn out inadmissibly high.

For low magnitudes, only a fraction of the number of shocks that take place is detected. As a consequence, λ -values based on statistical information lie below those computed according to eqs. 6.6 and 6.8 for M smaller than about 5.5. In addition, Fig. 6.9, taken from Yegulalp and Kuo (1974), shows that the numbers of detected shocks fit the extreme type III in eq. 6.9 better than the extreme type-I distribution implied by eq. 6.6., coupled with the assumption of Poisson distribution of the number of events. It is not

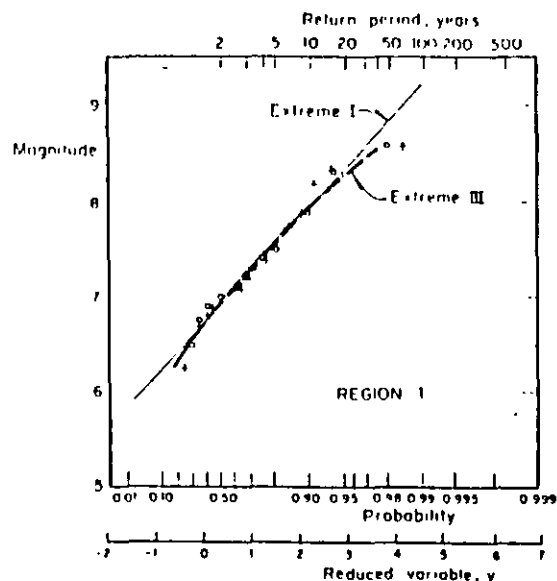


Fig. 6 " Magnitude statistics in the Aleutian Islands region (After Yegulalp and Kuo, 1974.)

clear what portion of the deviation from the extreme type-I distribution is due to the low values of the detectability levels and what portion comes from differences between the actual form of variation of λ with M and that given by eq. 6.6. The problem deserves attention because estimates of expected losses due to nonstructural damage may be sensitive to the values of λ for small magnitudes (say below 5.5) and because the evaluation of the level of seismic activity in a region is often made to depend on the recorded numbers of small magnitude shocks and on assumed detectability levels, i.e. of ratios of numbers of detected and occurred earthquakes (Kaila and Narain 1971; Kaila et al., 1972, 1974).

None of the expressions for λ presented in this chapter possess the desirable property that its applicability over a number of non-overlapping regions of the earth's crust implies the validity of an expression of the same form over the addition of those regions, unless some restrictions are imposed on the parameters of each λ . For instance, the addition of expressions like 6.6 gives place to an expression of the same form only if β is the same for all terms in the sum. Similar objections can be made to eq. 6.8. In what follows these forms will be preserved, however, as their accuracy is consistent with

the amount of available information and their adoption offers significant advantages in the evaluation of regional seismicity, as shown later.

6.3.2 Variation with depth

Depth of prevailing seismic activity in a region depends on its tectonic structure. For instance, most of the activity in the western coast of the United States and Canada consists of shocks with hypocentral depths in the range of 20–30 km. In other areas, such as the southern coast of Mexico, seismic events can be grouped into two ensembles: one of small shallow shocks and one of earthquakes with magnitudes comprised in a wide range, and with depths whose mean value increases with distance from the shoreline (Fig. 6.10). Figure 6.11 shows the depth distribution of earthquakes with magnitude above 5.9 for the whole circum-Pacific belt.

6.3.3 Stochastic models of earthquake occurrence

Mean exceedance rates of given magnitudes are expected averages during long time intervals. For decision-making purposes the times of earthquake occurrence are also significant. At present those times can only be predicted within a probabilistic context.

Let t_i ($i = 1, \dots, n$) be the unknown times of occurrence of earthquakes generated in a given volume of the earth's crust during a given time interval, and let M_i be the corresponding magnitudes. For the moment it will be assumed that the risk is uniformly distributed throughout the given volume, and hence no attention will be paid to the focal coordinates of each shock.

Classical methods of time-series analysis have been applied by different researchers attempting to devise analytical models for random earthquake sequences. The following approaches are often found in the literature:

- Plotting of histograms of waiting times between shocks (Knopoff, 1964; Aki, 1963).
- Evaluation of Poisson's index of dispersion, that is of the ratio of the sample variance of the number of shocks to its expected value (Vere-Jones, 1970; Shlien and Toksöz, 1970). This index equals unity for Poisson processes, is smaller for nearly periodic sequences, and is greater than one when events tend to cluster.
- Determination of autocovariance functions, that is, of functions representing the covariance of the numbers of events observed in given time intervals, expressed in terms of the time elapsed between those intervals (Vere-Jones, 1970; Shlien and Toksöz, 1970). The autocovariance function of a Poisson process is a Dirac delta function. This feature is characteristic for the Poisson model since it does not hold for any other stochastic process.
- The hazard function $h(t)$, defined so that $h(t) dt$ is the conditional probability that an event will take place in the interval $(t, t + dt)$ given that

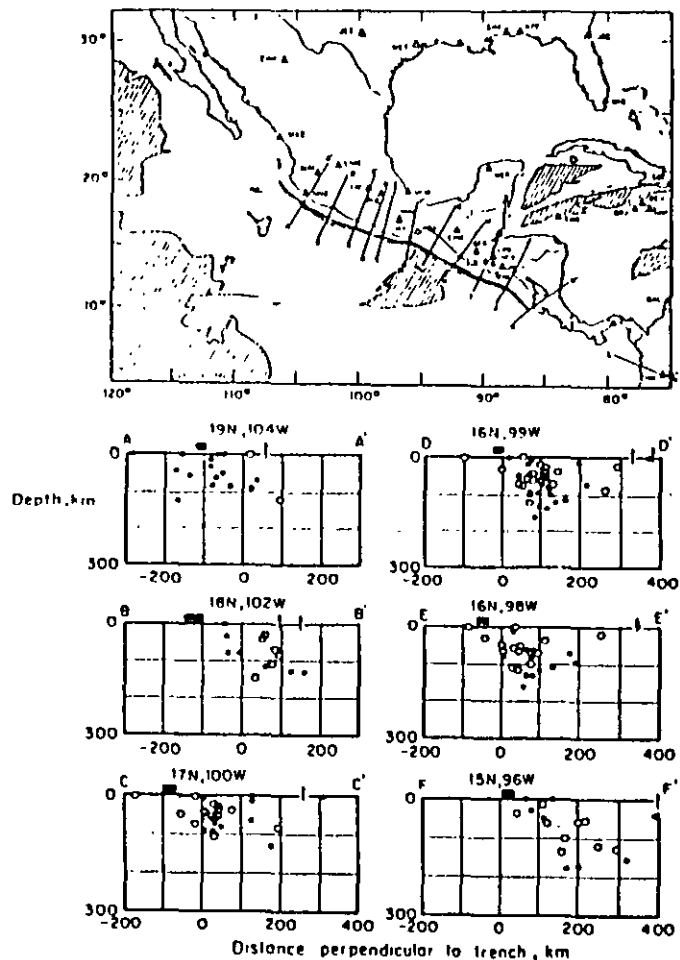


Fig. 6.10. Earthquake hypocenters projected onto a series of vertical sections through Mexico (After Molnar and Sykes, 1969.)

no events have occurred before t . If $F(t)$ is the cumulative probability distribution of the time between events:

$$h(t) = f(t) / [1 - F(t)] \quad (6.10)$$

where $f(t) = \partial F(t) / \partial t$.

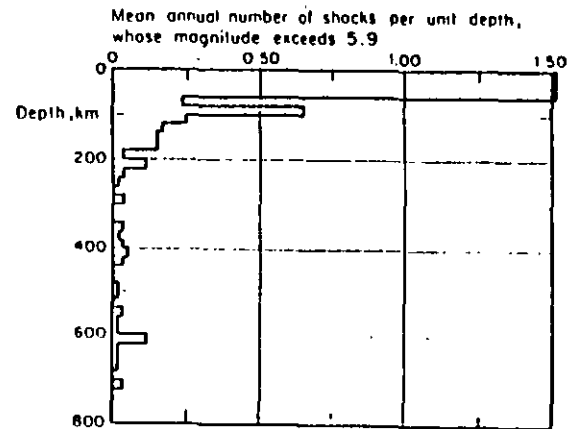


Fig. 6.11. Variation of seismicity with depth. Circum-Pacific Belt, (After Newmark and Rosenblueth, 1971.)

For the Poisson model, $h(t)$ is a constant equal to the mean rate of the process.

6.3.3.1 Poisson model

Most commonly applied stochastic models of seismicity assume that the events of earthquake occurrence constitute a Poisson process and that the M_i 's are independent and identically distributed. This assumption implies that the probability of having N earthquakes with magnitude exceeding M during time interval $(0, t)$ equals:

$$p_N = \{ \exp(-\nu_M t) (\nu_M t)^N / N! \} \quad (6.11)$$

where ν_M is the mean rate of exceedance of magnitude M in the given volume. If N is taken equal to zero in eq. 6.11, one obtains that the probability distribution of the maximum magnitude during time interval t is equal to $\exp(-\nu_M t)$. If ν_M is given by eq. 6.6, the extreme type-I distribution is obtained.

Some weaknesses of this model become evident in the light of statistical information and of an analysis of the physical processes involved: the Poisson assumption implies that the distribution of the waiting time to the next event is not modified by the knowledge of the time elapsed since the last one, while physical models of gradually accumulated and suddenly released energy call for a more general renewal process such that, unlike what happens in the Poisson process, the expected time to the next event decreases as time goes on (Esteve, 1974). Statistical data show that the Poisson assump-

tion may be acceptable when dealing with large shocks throughout the world (Ben-Menahem, 1960), implying lack of correlation between seismicities of different regions; however, when considering small volumes of the earth, of the order of those that can significantly contribute to seismic risk at a site, data often contradict Poisson's model, usually because of clustering of earthquakes in time: the observed numbers of short intervals between events are significantly higher than predicted by the exponential distribution, and values of Poisson's index of dispersion are well above unity (Figs. 6.12 and 6.13). In some instances, however, deviations in the opposite direction have been observed: waiting times tend to be more nearly periodic, Poisson's index of dispersion is smaller than one, and the process can be represented by a renewal model. This condition has been reported, for instance, in the southern coast of Mexico (Esteva, 1974), and in the Kamchatka and Pamir-Hindu Kush regions (Gaisky, 1966 and 1967). The models under discussion also fail to account for clustering in space (Tsuboi, 1958; Gajardo and Lomnitz, 1960), for the evolution of seismicity with time, and for the systematic shifting of active sources along geologic accidents (Allen, Chapter 3 of this book). On account of its simplicity, however, the Poisson process model provides a valuable tool for the formulation of some seismic-risk-related decisions, particularly of those that are sensitive only to magnitudes of events having very long return periods.

6.3.3.2 Trigger models

Statistical analysis of waiting times between earthquakes does not favor the adoption of the Poisson model or of other forms of renewal processes, such as those that assume that waiting times are mutually independent with lognormal or gamma distributions (Shlien and Toksöz, 1970). Alternative models have been developed, most of them of the 'trigger type' (Vere-Jones, 1970), i.e. the overall process of earthquake generation is considered as the superposition of a number of time series, each having a different origin, where the origin times are the events of a Poisson process. In general, let N be the number of events that take place during time interval $(0, t)$, τ_m = origin time of the m th series, $W_m(t, \tau_m)$ the corresponding number of events up to instant t , and n , the random number of time series initiated in the interval $(0, t)$. The total number of events that occur before instant t is then:

$$N = \sum_m^{n_t} W_m(t, \tau_m) \quad (6.12)$$

If origin times are distributed according to a homogeneous Poisson process with mean rate ν , and all W_m 's are identically distributed stochastic processes with respect to $(t - \tau_m)$, it can be shown (Parzen, 1962) that the mean and variance of N can be obtained from:

$$E(N) = \nu \int_0^t E[W(t, \tau)] d\tau \quad (6.13)$$

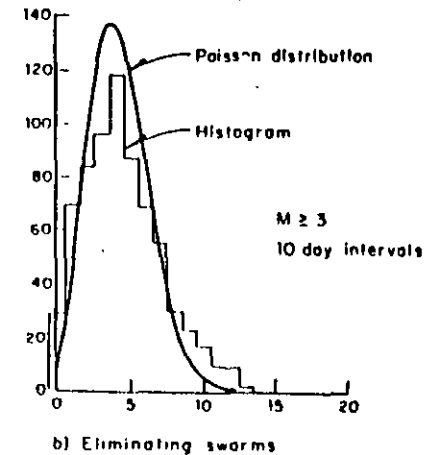
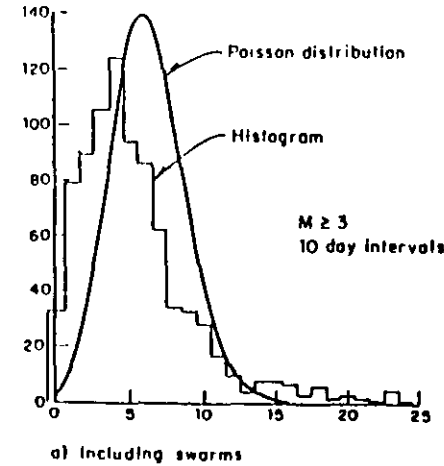


Fig. 6.12. Evaluation of Poisson process assumption. (After Knopoff, 1964.)

$$\text{var}(N) = \nu \int_0^t E[W^2(t, \tau)] d\tau \quad (6.14)$$

Parzen (1962) gives also an expression for the probability generating function $\psi_N(Z; t)$ of the distribution of N in terms of $\psi_w(Z; t, \tau)$, the generat-

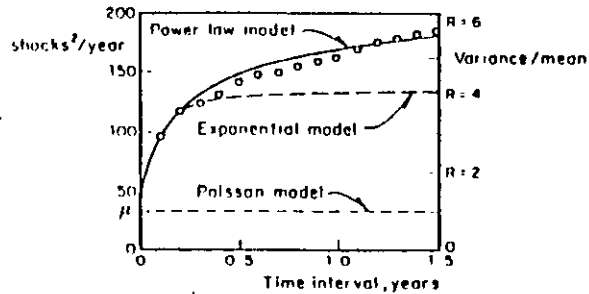


Fig. 6.13. Variance-time curve for New Zealand shallow shocks. (After Vere-Jones, 1966)

ing function of each of the component processes:

$$\psi_N(Z; t) = \exp \left[-\nu t + \nu \int_0^t \psi_W(Z; t, \tau) d\tau \right] \quad (6.15)$$

where:

$$\psi_W(Z; t, \tau) = \sum_{n=0}^{\infty} Z^n P\{W(t, \tau) = n\} \quad (6.16)$$

and the probability mass function of N can be obtained from $\psi_N(Z; t)$ by recalling that:

$$\psi_N(Z; t) = \sum_{n=0}^{\infty} Z^n P\{N = n\}$$

expanding ψ_N in power series of Z , and taking $P\{N = n\}$ equal to the coefficient of Z^n in that expansion. For instance, if it is of interest to compute $P\{N = 0\}$, expansion of $\psi_N(Z; t)$ in a Taylor's series with respect to $Z = 0$ leads to:

$$\psi_N(Z; t) = \psi_N(0; t) + Z \psi'_N(0; t) + \frac{Z^2}{2!} \psi''_N(0; t) + \dots \quad (6.17)$$

where the prime signifies derivative with respect to Z . From the definition of ψ_N , $P\{N = 0\} = \psi_N(0; t)$.

Because the component processes of 'trigger'-type time series appear overlapped in sample histories, their analytical representation usually entails study of a number of alternative models, estimation of their parameters, and comparison of model and sample properties — often second-order properties (Cox and Lewis, 1966).

Vere-Jones models. Applicability of some general 'trigger' models to rep-

resent local seismicity processes was discussed in a comprehensive paper by Vere-Jones (1970), who calibrated them mainly against records of seismic activity in New Zealand. In addition to simple and compound Poisson processes (Parzen, 1962), he considered Neyman-Scott and Bartlett-Lewis models, both of which assume that earthquakes occur in clusters and that the number of events in each cluster is stochastically independent of its origin time. In the Neyman-Scott model, the process of clusters is assumed stationary and Poisson, and each cluster is defined by p_N , the probability mass function of its number of events, and $\Lambda(t)$, the cumulative distribution function of the time of an event corresponding to a given cluster, measured from the cluster origin. The Bartlett-Lewis model is a special case of the former, where each cluster is a renewal process that ends after a finite number of renewals. In these models the conditional probability of an event taking place during the interval $(t, t + dt)$, given that the cluster consists of N shocks, is equal to $N\lambda(t)dt$, where $\lambda(t) = \partial\Lambda(t)/\partial t$.

Because clusters overlap in time they cannot easily be identified and separated. Estimation of process parameters is accomplished by assuming different sets of those parameters and evaluating the corresponding goodness of fit with observed data.

Various alternative forms of Neyman-Scott's model were compared by Vere-Jones with observed data on the basis of first- and second-order statistics: hazard functions, interval distributions (in the form of power spectra) and variance time curves. The statistical record comprises about one thousand New Zealand earthquakes with magnitudes greater than 4.5, recorded from 1942 to 1961. Figures 6.13–6.15 show results of the analysis for shallow New Zealand shocks as well as the comparison of observed data with sev-

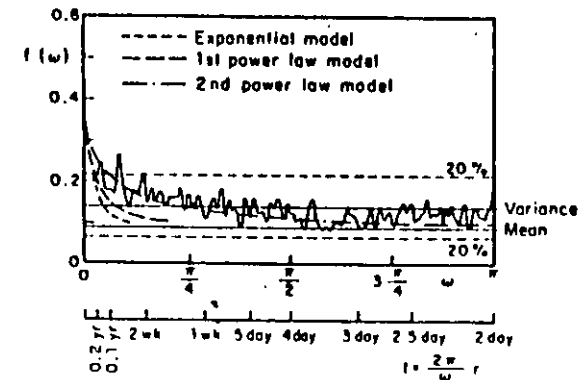


Fig. 6.14. Smoothed periodogram for New Zealand shallow shocks (After Vere-Jones, 1966.)

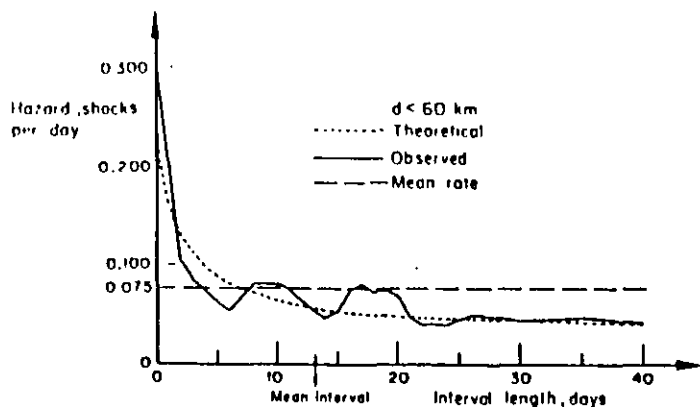


Fig. 6.15. Hazard function for New Zealand shallow shocks. (After Vere-Jones, 1970)

eral alternative models. The process of cluster origins is Poisson in all cases, but the distributions of cluster sizes (N) and of times of events within clusters differ among the various instances: in the Poisson model no clustering takes place (the distribution of N is a Dirac delta function centered at $N = 1$) while in the exponential and in the power-law models the distribution of N is extremely skewed towards $N = 1$, and $\Lambda(t)$ is taken respectively as $1 - e^{-\lambda t}$

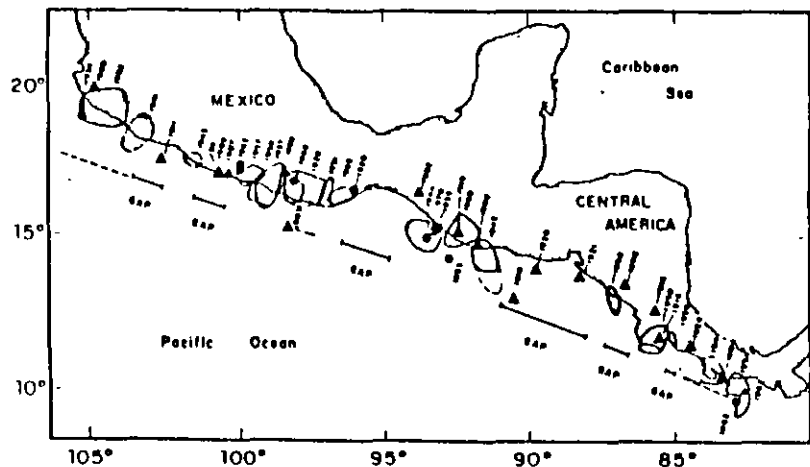


Fig. 8.16. Rupture zones and epicenters of large shallow Middle American earthquakes of this century. (After Kelleher et al., 1973.)

and $1 - [c/(c + t)]^\lambda$ for $t \geq 0$, and as zero for $t < 0$, where λ , c , and δ are positive parameters. In Figs. 6.13–6.15, $\delta = 0.25$, $c = 2.3$ days, and $\lambda = 0.061$ shocks/day. The significance of clustering is evidenced by the high value of Poisson's dispersion index in Fig. 6.13, while no significant periodicity can be inferred from Fig. 6.14. Both figures show that the power-law model provides the best fit to the statistics of the samples. A similar analysis for New Zealand's deep shocks shows much less clustering: Poisson's dispersion index equals 2, and the hazard function is nearly constant with time.

Still, data reported by Gaisky (1967) have hazard functions that suggest models where the cluster origins as well as the clusters themselves may be represented by renewal processes. Mean return periods are of the order of several months, and hence these processes do not correspond, at least in the time scale, to the process of alternate periods of activity and quiescence of some geological structures cited by Kelleher et al. (1973), which have led to the concept of 'temporal seismic gaps', discussed below.

Simplified trigger models. Shlien and Toksöz (1970) proposed a simple particular case of the Neyman-Scott process; they lumped together all earthquakes taking place during non-overlapping time intervals of a given length and defined them as clusters for which $\lambda(t)$ was a Dirac delta function. Working with one-day intervals, they assumed the number of events per cluster to be distributed in accordance with the discrete Pareto law and applied a maximum-likelihood criterion to the information consisting of 35 000 earthquakes reported by the USCGS from January 1971 to August 1968. The model proposed represents reasonably well both the distribution of the number of earthquakes in one-day intervals and the dispersion index. However, owing to the assumption that no cluster lasts more than one day, the model fails to represent the autocorrelation function of the daily numbers of shocks for small time lags. The degree of clustering is shown to be a regional function, and to diminish with the magnitude threshold value and with the focal depth.

Aftershock sequences. The trigger processes described have been branded as reasonable representations of regional seismic activity, even when aftershock sequences and earthquake swarms are suppressed from statistical records, however arbitrary that suppression may be. The most significant instances of clustering are related, however, to aftershock sequences which often follow shallow shocks and only rarely intermediate and deep events. Persistence of large numbers of aftershocks for a few days or weeks has propitiated the detailed statistical analysis of those sequences since last century. Omori (1894) pointed out the decay in the mean rate of aftershock occurrence with t , the time elapsed since the main shock; he expressed that rate as inversely proportional to $t + q$, where q is an empirical constant. Utsu (1961) proposed a more general expression, proportional to $(t + c)^{-\delta}$ where ζ is a constant; Utsu's proposal is consistent with the power-law expression for $\Lambda(t)$ presented above.

Lomnitz and Hax (1966) proposed a clustering model to represent aftershock sequences; it is a modified version of Neyman and Scott's model, where the process of cluster origins is non-homogeneous Poisson with mean rate decaying in accordance with Omori's law, the number of events in each cluster has a Poisson distribution, and $\Lambda(t)$ is exponential. All the results and methods of analysis described by Vere-Jones (1970) for the stationary process of cluster origins can be applied to the nonstationary case through a transformation of the time scale. Fitting of parameters to four aftershock sequences was accomplished through use of the second-order information of the sample defined on a transformed time scale. By applying this criterion to earthquake sets having magnitudes above different threshold values it was noticed that the degree of clustering decreases as the threshold value increases.

The magnitude of the main shock influences the number of aftershocks and the distribution of their magnitudes and, although the rate of activity decreases with time, the distribution of magnitudes remains stable throughout each sequence (Lomnitz, 1966; Utsu, 1962; Drakopoulos, 1971). Equation 6.6 represents fairly well the distribution of magnitudes observed in most aftershock sequences. Values of β range from 0.9 to 3.9 and decrease as the depth increases. Since values of β for regular (main) earthquakes are usually estimated from relatively small numbers of shocks generated throughout crust volumes much wider than those active during aftershock sequences, no relation has been established among β -values for series of both types of events. The parameters of Utsu's expression for the decay of aftershock activity with time have been estimated for several sequences, for instance those following the Aleutian earthquake of March 9, 1957, the Central Alaska earthquake of April 7, 1958, and the Southeastern Alaska earthquake of July 10, 1958 (Utsu, 1962), with magnitudes equal to 8.3, 7.3, and 7.9, respectively; c (in days) was 0.37, 0.40, and 0.01, while ξ was 1.05, 1.05 and 1.13, respectively. The relationship of the total number of aftershocks whose magnitude exceeds a given value with the magnitude of the main shock was studied by Drakopoulos (1971) for 140 aftershock sequences in Greece from 1912 to 1968. His results can be expressed by $N(M) = A \exp(-\beta M)$, where $N(M)$ is the total number of aftershocks with magnitude greater than M , and A is a function of M_0 , the magnitude of the main shock:

$$A = \exp(3.62\beta + 1.1M_0 - 3.46) \quad (6.18)$$

Formulation of stochastic process models for given earthquake sequences is feasible once this relationship and the activity decay law are available for the source of interest. For seismic-risk estimation at a given site the spatial distribution of aftershocks may be as significant as the distribution of magnitudes and the time variation of activity, particularly for sources of relatively large dimensions.

6.3.3.3 Renewal process models

The trigger models described are based on information about earthquakes with magnitudes above relatively low thresholds recorded during time intervals of at most ten years. The degrees of clustering observed and the distributions of times between clusters cannot be extrapolated to higher magnitude thresholds and longer time intervals without further study.

Available information shows beyond doubt that significant clustering is the rule, at least when dealing with shallow shocks. However, there is considerable ground for discussion on the nature of the process of cluster origins during intervals of the order of one century or longer. While lack of statistical data hinders the formulation of seismicity models valid over long time intervals, qualitative consideration of the physical processes of earthquake generation may point to models which at least are consistent with the state of knowledge of geophysical sciences. Thus, if strain energy stored in a region grows in a more or less systematic manner, the hazard function should grow with the time elapsed since the last event, and not remain constant as the Poisson assumption implies. The concept of a growing hazard function is consistent with the conclusions of Kelleher et al. (1973) concerning the theory of periodic activation of seismic gaps. This theory is partially supported by results of nearly qualitative analysis of the migration of seismic activity along a number of geological structures. An instance is provided by the southern coast of Mexico, one of the most active regions in the world. Large shallow shocks are generated probably by the interaction of the continental mass and the subductive oceanic Cocos plate that underthrusts it and by compressive or flexural failure of the latter (Chapter 2). Seismological data show significant gaps of activity along the coast during the present century and not much is known about previous history (Fig. 6.16). Along these gaps, seismic-risk estimates based solely on observed intensities are quite low, although no significant difference is evident in the geological structure of these regions with respect to the rest of the coast, save some transverse faults which divide the continental formation into several blocks. Without looking at the statistical records a geophysicist would assign equal risk throughout the area. On the basis of seismicity data, Kelleher et al. have concluded that activity migrates along the region, in such a manner that large earthquakes tend to occur at seismic gaps, thus implying that the hazard function grows with time since the last earthquake. Similar phenomena have been observed in other regions; of particular interest is the North Anatolian fault, where activity has shifted systematically along it from east to west during the last forty years (Allen, 1969).

Conclusions relative to activation of seismic gaps are controversial because the observation periods have not exceeded one cycle of each process. Nevertheless, those conclusions point to the formulation of stochastic models of seismicity that reflect plausible features of the geophysical processes.

These considerations suggest the use of renewal-process models to rep-

resent sequences of individual shocks or of clusters. Such models are characterized because times between events are independent and identically distributed. The Poisson process is a particular renewal model for which the distribution of the waiting time is exponential. Wider generality is achieved, without much loss of mathematical tractability, if inter-event times are supposed to be distributed in accordance with a gamma function:

$$f_1(t) = \frac{\nu^k}{(k-1)!} (vt)^{k-1} e^{-vt} \quad (6.19)$$

which becomes the exponential distribution when $k = 1$. If $k < 1$, short intervals are more frequent and the coefficient of variation is greater than in the Poisson model; if $k > 1$, the reverse is true. Shlien and Loksöz (1970) found that gamma models were unable to represent the sequences of individual shocks they analyzed; but these authors handled time intervals at least an order of magnitude shorter than those referred to in this section.

On the basis of hazard function estimated from sequences of small shocks in the Hindu-Kush, Vere-Jones (1970) deduces the validity of 'branching renewal process' models, in which the intervals between cluster centers, as well as those between cluster members, constitute renewal processes.

Owing to the scarcity of statistical information, reliable comparisons between alternate models will have to rest partially on simulation of the process of storage and liberation of strain energy (Burrige and Knopoff, 1967; Veneziano and Cornell, 1973).

6.3.4 Influence of the seismicity model on seismic risk

Nominal values of investments made at a given instant increase with time when placing them at compound interest rates, i.e. when capitalizing them. Their real value — and not only the nominal one — will also grow, provided the interest rate overshadows inflation. Conversely, for the purpose of making design decisions, nominal values of expected utilities and costs inflicted upon in the future have to be converted into present or actualized values, which can be directly compared with initial expenditures. Descriptions of seismic risk at a site are insufficient for that purpose unless the probability distributions of the times of occurrence of different intensities — or magnitudes at neighbouring sources — are stipulated; this entails more than simple magnitude-recurrence graphs or even than maximum feasible magnitude estimates.

Immediately after the occurrence of a large earthquake, seismic risk is abnormally high due to aftershock activity and to the probability that damage inflicted by the main shock may have weakened natural or man-made structures if emergency measures are not taken in time. When aftershock activity has ceased and damaged systems have been repaired, a normal risk level is attained, which depends on the probability-density functions of the waiting times to the ensuing damaging earthquakes.

For the purpose of illustration, let it be assumed that a fixed and deterministically known damage D_0 occurs whenever a magnitude above a given value is generated at a given source. If $f(t)$ is the probability-density function of the waiting time to the occurrence of the damaging event, and if the risk level is sufficiently low that only the first failure is of concern, the expected value of the actualized cost of damage is (see Chapter 9):

$$\bar{D} = D_0 \int_0^{\infty} e^{-\gamma t} f(t) dt \quad (6.20)$$

where γ is the discount (or compound interest) coefficient and the overbar denotes expectation. If the process is Poisson with mean rate ν , then $f(t)$ is exponential and $\bar{D} \cong D_0 \nu/\gamma$; however, if damaging events take place in clusters and most of the damage produced by each cluster corresponds to its first event, the computation of \bar{D} should make use of the mean rate ν corresponding to the clusters, instead of that applicable to individual events. Table 6.11 shows a comparison of seismic risk determined under the alternative assumptions of a Poisson and a gamma model ($k = 2$), both with the same mean return period, k/ν (Esteva, 1974). Three descriptions of risk are presented as functions of the time t_0 elapsed since the last damaging event: T_1 , the expected time to the next event, measured from instant t_0 ; the expected value of the present cost of failure computed from eq. 6.20, and the hazard function (or mean failure rate). Since clustering is neglected, risk of aftershock occurrence must be either included in D_0 or superimposed on that displayed in the table.

This table shows very significant differences among risk levels for both processes. At small values of t_0 , risk is lower for the gamma process, but it

TABLE 6.11
Comparison of Poisson and gamma processes

$t_0 \nu/k$	$\bar{T}_1 \nu/h$	Poisson process, $k = 1$		hh/ν	$T_1 \nu/h$	Gamma process, $k = 2$		hh/ν
		D/D_0				D/D_0		
		$\gamma h/\nu = 10$	$\gamma h/\nu = 100$			$\gamma h/\nu = 10$	$hh/\nu = 100$	
0					1.0	0.0274	0.0001	0
0.1					0.92	0.0511	0.0036	0.367
0.2					0.86	0.0875	0.0059	0.667
0.5					0.75	0.0973	0.0100	1.333
1	1.0	0.9909	0.0099	1.0	0.67	0.120	0.0132	2.000
2					0.60	0.139	0.0158	2.667
5					0.54	0.154	0.0179	3.333
10					0.52	0.160	0.0187	3.633
					0.50	0.167	0.0196	4.000

grows with time, until it outrides that for the Poisson process, which remains constant. The differences shown clearly affect engineering decisions.

6.1 ASSESSMENT OF LOCAL SEISMICITY

Only exceptionally can magnitude-recurrence relations for small volumes of the earth's crust and statistical correlation functions of the process of earthquake generation be derived exclusively from statistical analysis of recorded shocks. In most cases this information is too limited for that purpose and it does not always reflect geological evidence. Since the latter, as well as its connection with seismicity, is beset with wide uncertainty margins, information of different nature has to be evaluated, its uncertainty analyzed, and conclusions reached consistent with all pieces of information. A probabilistic criterion that accomplishes this is presented here: on the basis of geotectonic data and of conceptual models of the physical processes involved, a set of alternate assumptions can be made concerning the functions in question (magnitude recurrence, time, and space correlation) and an initial probability distribution assigned thereto; statistical information is used to judge the likelihood of each assumption, and a posterior probability distribution is obtained. How statistical information contributes to the posterior probabilities of the alternate assumptions depends on the extent of that information and on the degree of uncertainty implied by the initial probabilities. Thus, if geological evidence supports confidence in a particular assumption or range of assumptions, statistical information should not greatly modify the initial probabilities. If, on the other hand, a long and reliable statistical record is available, it practically determines the form and parameters of the mathematical model selected to represent local seismicity.

6.4.1 Bayesian estimation of seismicity

Bayesian statistics provide a framework for probabilistic inference that accounts for prior probabilities assigned to a set of alternate hypothetical models of a given phenomenon as well as for statistical samples of events related to that phenomenon. Unlike conventional methods of statistical inference, Bayesian methods give weight to probability measures obtained from samples or from other sources; numbers, coordinates and magnitudes of earthquakes observed in given time intervals serve to ascertain the probable validity of each of the alternative models of local seismicity that can be postulated on the grounds of geological evidence. Any criterion intended to weigh information of different nature and different degrees of uncertainty should lead to probabilistic conclusions consistent with the degree of confidence attached to each source of information. This is accomplished by Bayesian methods.

Let H_i ($i = 1, \dots, n$) be a comprehensive set of mutually exclusive assumptions concerning a given, imperfectly known phenomenon and let A be the observed outcome of such a phenomenon. Before observing outcome A we assign an initial probability $P(H_i)$ to each hypothesis. If $P(A|H_i)$ is the probability of A in case hypothesis H_i is true, then Bayes' theorem (Raiffa and Schlaifer, 1968) states that:

$$P(H_i|A) = P(H_i) \frac{P(A|H_i)}{\sum_j P(H_j)P(A|H_j)} \quad (6.21)$$

The first member in this equation is the (posterior) probability that assumption H_i is true, given the observed outcome A .

In the evaluation of seismic risk, Bayes' theorem can be used to improve initial estimates of $\lambda(M)$ and its variation with depth in a given area as well as those of the parameters that define the shape of $\lambda(M)$ or, equivalently, the conditional distribution of magnitudes given the occurrence of an earthquake. For that purpose, take $\lambda(M)$ as the product of a rate function $\lambda_L = \lambda(M_L)$ by a shape function $G^*(M, B)$, equal to the conditional complementary distribution of magnitudes given the occurrence of an earthquake with $M > M_L$, where M_L is the magnitude threshold of the set of statistical data used in the estimation, and B is the vector of (uncertain) parameters B_1, \dots, B_r that define the shape of $\lambda(M)$. For instance, if $\lambda(M)$ is taken as given by eq. 6.8, B is a vector of three elements equal respectively to β, β_1 , and M_U ; if eq. 6.9 is adopted, B is defined by k and M_U .

The initial distribution of seismicity is in this case expressed by the initial joint probability density function of λ_L and B : $f'(\lambda_L, B)$. The observed outcome A can be expressed by the magnitudes of all earthquakes generated in a given source during a given time interval. For instance, suppose that N earthquakes were observed during time interval t and that their magnitudes were m_1, m_2, \dots, m_N . Bayes' expression takes the form:

$$f''(\lambda_L, B|m_1, \dots, m_N; t) = f'(\lambda_L, B) \frac{P[m_1, m_2, \dots, m_N; t|\lambda_L, B]}{\iint P[m_1, m_2, \dots, m_N; t|l, b] f'(l, b) dl db} \quad (6.22)$$

where $f''(\cdot)$ is the posterior probability density function, and l and b are dummy variables that stand for all values that may be taken by λ_L and B , respectively. Estimation of λ_L can usually be formulated independently of that of the other parameters. The observed fact is then expressed by N_L , the number of earthquakes with magnitude above M_L during time t , and the following expression is obtained, as a first step in the estimation of $\lambda(M)$:

$$f'(\lambda_L|N_L; t) = f'(\lambda_L) \frac{P(N_L; t|\lambda_L)}{\int P(N_L; t|l) f'(l) dl} \quad (6.23)$$

6.4.1.1 Initial probabilities of hypothetical models

Where statistical information is scarce, seismicity estimates will be very

sensitive to initial probabilities assigned to alternative hypothetical models; the opinions of geologists and geophysicists about probable models, about the parameters of these models, and the corresponding margins of uncertainty should be adequately interpreted and expressed in terms of a function f' , as required by equations similar to 6.22 and 6.23. Ideally, these opinions should be based on the formulation of potential earthquake sources and on their comparison with possibly similar geotectonic structures. This is usually done by geologists, more qualitatively than quantitatively, when they estimate M_0 . Initial estimates of λ_L are seldom made, despite the significance of this parameter for the design of moderately important structures (see Chapter 9).

Analysis of geological information must consider local details as well as general structure and evolution. In some areas it is clear that all potential earthquake sources can be identified by surface faults, and their displacements in recent geological times measured. When mean displacements per unit time can be estimated, the order of magnitude of creep and of energy liberated by shocks and hence of the recurrence intervals of given magnitudes can be established (Wallace, 1970; Davies and Brune, 1971), the corresponding uncertainty evaluated, and an initial probability distribution assigned. The fact that magnitude-recurrence relations are only weakly correlated with the size of recent displacements is reflected in large uncertainties (Petrushovsky, 1966).

Application of the criterion described in the foregoing paragraph can be unfeasible or inadequate in many problems, as in areas where the abundance of faults of different sizes, ages, and activity, and the insufficient accuracy with which focal coordinates are determined preclude a differentiation of all sources. Regional seismicity may then be evaluated under the assumption that at least part of the seismic activity is distributed in a given volume rather than concentrated in faults of different importance. The same situation would be faced when dealing with active zones where there is no surface evidence of motions. Hence, consideration of the overall behavior of complex geological structures is often more significant than the study of local details.

Not much work has been done in the analysis of the overall behavior of large geological structures with respect to the energy that can be expected to be liberated per unit volume and per unit time in given portions of those structures. Important research and applications should be expected, however, since, as a result of the contribution of plate-tectonics theory to the understanding of large-scale tectonic processes, the numerical values of some of the variables correlated with energy liberation are being determined, and can be used at least to obtain orders of magnitude of expected activity along plate boundaries. Far less well understood are the occurrence of shocks in apparently inactive regions of continental shields and the behavior of complex continental blocks or regions of intense folding, but even there some

progress is expected in the study of accumulation of stresses in the crust.

Knowledge of the geological structure can serve to formulate initial probability distributions of seismicity even when quantitative use of geophysical information seems beyond reach. Initial probability distributions of local seismicity parameters λ_L , B in the small volumes of the earth's crust that contribute significantly to seismic risk at a site, can be assigned by comparison with the average seismicity observed in wider areas of similar tectonic characteristics, or where the extent and completeness of statistical information warrant reliable estimates of magnitude-recurrence curves (Esteve, 1969). In this manner we can, for instance, use the information about the average distribution of the depths of earthquakes of different magnitudes throughout a seismic province to estimate the corresponding distribution in an area of that province, where activity has been low during the observation interval, even though there might be no apparent geophysical reason to account for the difference. Similarly, the expected value and coefficient of variation of λ_L in a given area of moderate or low seismicity (as a continental shield) can be obtained from the statistics of the motions originated at all the supposedly stable or aseismic regions in the world.

The significance of initial probabilities in seismic risk estimates, against the weight given to purely statistical information, becomes evident in the example of Fig. 6.16: if Kelleher's theory about activation of seismic gaps is true, risk is greater at the gaps than anywhere else along the coast; if Poisson models are deemed representative of the process of energy liberation, the extent of statistical information is enough to substantiate the hypothesis of reduced risk at gaps. Because both models are still controversial, and represent at most two extreme positions concerning the properties of the actual process, risk estimates will necessarily reflect subjective opinions.

6.4.1.2 Significance of statistical information

Estimation of λ_L . Application of eq. 6.23 to estimate λ_L independently of other parameters will be first discussed, because it is a relatively simple problem and because λ_L is usually more uncertain than M_0 and much more so than β .

A model as defined by eq. 6.19 will be assumed to apply. If the possible assumptions concerning the values of λ_L constitute a continuous interval, the initial probabilities of the alternative hypotheses can be expressed in terms of a probability-density function of λ_L . If, in addition, a certain assumption is made concerning the form of this probability-density function, only the initial values of $E(\lambda_L)$ and $V(\lambda_L)$ have to be assumed. It is advantageous to assign to $\beta = h/E(T)$ a gamma distribution. Then, if ρ and μ are the parameters of this initial distribution of ν , if h is assumed to be known, and if the observed outcome is expressed as the time t_n elapsed during $n + 1$ consecutive events (earthquakes with magnitude $> M_L$), application of eq. 6.23 leads to the conclusion that the posterior probability function of ν is

also gamma, now with parameters $\rho + nk$ and $\mu + t_n$. The initial and the posterior expected values of ν are respectively equal to ρ/μ , and to $(\rho + nk)/(\mu + t_n)$. When initial uncertainty about ν is small, ρ and μ will be large and the initial and the posterior expected values of ν will not differ greatly. On the other hand, if only statistical information were deemed significant, ρ and μ should be given very small values in the initial distribution, and $E(\nu)$, and hence λ_L , will be practically defined by n , k , and t_n . This means that the initial estimates of geologists should not only include expected or most probable values of the different parameters, but also statements about ranges of possible values and degrees of confidence attached to each.

In the case studied above only a portion of the statistical information was used. In most cases, especially if seismic activity has been low during the observation interval, significant information is provided by the durations of the intervals elapsed from the initiation of observations to the first of the $n + 1$ events considered, and from the last of these events until the end of the observation period. Here, application of eq. 6.23 leads to expressions slightly more complicated than those obtained when only information about t_n is used.

The particular case when the statistical record reports no events during at least an interval $(0, t_0)$ comes up frequently in practical problems. The probability-density function of the time T_1 from t_0 to the occurrence of the first event must account for the corresponding shifting of the time axis. Furthermore, if the time of occurrence of the last event before the origin is unknown, the distribution of the waiting time from $t = 0$ to the first event coincides with that of the excess life in a renewal process at an arbitrary value of t that approaches infinity (Parzen, 1962). For the particular case when the waiting times constitute a gamma process, T_1 is measured from $t = 0$, T is the waiting time between consecutive events, and it is known that $T_1 > t_0$, the conditional density function of $\tau_1 = (T_1 - t_0)/E(T)$ is given by eq. 6.24 (Esteve, 1974), where $u_0 = t_0/E(T)$:

$$f_{\tau_1}(u|T_1 > t_0) = \frac{\sum_{m=1}^{\infty} \frac{h}{(m-1)!} [h(u + u_0)]^{m-1}}{\sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^m \frac{1}{(n-1)!} (hu_0)^{n-1}} e^{-hu} \quad (6.24)$$

Consider now the implications of Bayesian analysis when applied to one of the seismic gaps in Fig. 6.16, under the conditions implicit in eq. 6.24. An initial set of assumptions and corresponding probabilities was adopted as described in the following. From previous studies referring to all the southern coast of Mexico, local seismicity in the gap area (measured in terms of λ for $M > 6.5$) was represented by a gamma process with $k = 2$. An initial

probability density function for ν was adopted such that the expected value of $\lambda(6.5)$ for the region coincided with its average throughout the complete seismic province. Two values of ρ were considered: 2 and 10, which correspond to coefficients of variation of 0.71 and 0.32, respectively. Values in Table 6.III were obtained for the ratio of the final to the initial expected values of ν , in terms of u_0 .

The last two columns in the table contain the ratios of the computed values of $E''(T_1)$ and $E'(T)$ when ν is taken as equal respectively to its initial or to its posterior expected value. This table shows that, for $\rho = 10$, that is, when uncertainty attached to the geologically based assumptions is low, the expected value of the time to the next event keeps decreasing, in accordance with the conclusions of Kelleher et al. (1973). However, as time goes on and no events occur, the statistical evidence leads to a reduction in the estimated risk, which shows in the increased conditional expected values of T_1 . For $\rho = 2$, the geological evidence is less significant and risk estimates decrease at a faster rate.

6.4.1.3 Bayesian estimation of jointly distributed parameters

In the general case, estimation of B will consist in the determination of the posterior Bayesian joint probability function of its components, taking as statistical evidence the relative frequencies of observed magnitudes. Thus, if event A is described as the occurrence of N shocks, with magnitudes m_1, \dots, m_N , and b_i ($i = 1, \dots, r$) are values that may be adopted by the components of vector B being estimated, eq. 6.21 becomes:

$$f''_B(b_1, \dots, b_r|A) = \frac{f_B(b_1, \dots, b_r)P(A|b_1, \dots, b_r)}{\int \dots \int f_B(u_1, \dots, u_r)P(A|u_1, \dots, u_r)du_1, \dots, du_r} \quad (6.25)$$

where $P(A|u_1, \dots, u_r)$ is proportional to:

$$\prod_{i=1}^N g(m_i|u_1, \dots, u_r)$$

and $g(m) = -\partial G^*(m)/\partial m$.

Closed-form solutions for f'' as given by eq. 6.25 are not feasible in general. For the purpose of evaluating risk, however, estimates of the posterior first and second moments of f'' can be obtained from eq. 6.25, making use of available first-order approximations (Benjamin and Cornell, 1970; Rosenbluth, 1975). Thus, the posterior expected value of B_i is given by $\int f''_{B_i}(u) u du$, where $f''_{B_i}(u) = \int \dots \int f''_B(u_1, \dots, u_r) du_1, \dots, du_n$ and the multiple integral is of order $r - 1$, because it is not extended to the dominion of B_i . Hence:

$$E''(B_i) = \frac{E'_B[B_i P(A|B_1, \dots, B_r)]}{E'_B[P(A|B_1, \dots, B_r)]} \quad (6.26)$$

TABLE 6 III
Bayesian estimates of seismicity in one seismic gap

$u_0 = t_0/E(T)$	$E'(v)/E(v)$		$E''(T_1 T_1 > t_0)/E(T)$	
	$\rho = 2$	$\rho = 10$	$\rho = 2$	$\rho = 10$
0	1.0	1.0	0.75	0.75
0.1	0.95	0.99	0.76	0.71
0.5	0.75	0.91	0.91	0.71
1	0.58	0.87	1.14	0.73
5	0.20	0.54	3.11	1.05
10	0.11	0.36	5.17	1.55
20	0.06	0.22	10.50	2.18

where E' and E'' stand for initial and posterior expectation, and subscript B means that expectation is taken with respect to all the components of B . Likewise, the following posterior moments can be obtained:

Covariance of B_i and B_j

$$\text{Cov}''(B_i, B_j) = \frac{E''_B[B_i B_j P(A|B_1, \dots, B_r)]}{E''_B[P(A|B_1, \dots, B_r)]} - E''(B_i)E''(B_j) \quad (6.27)$$

Expected value of $\lambda(M)$

$$\begin{aligned} E''[\lambda(M)] &= E''(\lambda_1)E''[G^*(M; B)] \\ &= E''(\lambda_1) \frac{E''_B[G^*(M, B)P(A|B_1, \dots, B_r)]}{E''_B[P(A|B_1, \dots, B_r)]} \end{aligned} \quad (6.28)$$

Marginal distributions. The posterior expectation of $\lambda(M)$ is in some cases all that is required to describe seismicity for decision-making purposes. Often, however, uncertainty in $\lambda(M)$ must also be accounted for. For instance, the probability of exceedance of a given magnitude during a given time interval has to be obtained as the expectation of the corresponding probabilities over all alternative hypotheses concerning $\lambda(M)$. In this manner it can be shown that, if the occurrence of earthquakes is a Poisson process and the Bayesian distribution of λ_L is gamma with mean $\bar{\lambda}_L$ and coefficient of variation V_L , the marginal distribution of the number of earthquakes is negative binomial with mean $\bar{\lambda}_L$. In particular, the marginal probability of zero events during time interval t — equivalently, the complementary distribution function of the waiting time between events — is equal to $(1 + t/t'')^{-r''}$, where $r'' = V_L^{-2}$ and $t'' = r''/\bar{\lambda}_L$. The marginal probability density function of the waiting time, that should be substituted in eq. 6.20, is $\bar{\lambda}_L(1 + t/t'')^{-r''-1}$, which tends to the exponential probability function as r'' and t'' tend to infinity (and $V_L \rightarrow 0$) while their ratio remains equal to $\bar{\lambda}_L$.

Bayesian uncertainty tied to the joint distribution of all seismicity parameters ($\lambda_L, B_1, \dots, B_r$) can be included in the computation of the probability of occurrence of a given event Z by taking the expectation of that probability with respect to all parameters:

$$P(Z) = E_{\lambda_L, B}[P(Z; \lambda_L, B_1, \dots, B_r)] \quad (6.29)$$

When the joint distribution of λ_L, B stems from Bayesian analysis of an initial distribution and an observed event, A , this equation adopts the form:

$$P''(Z) = \frac{E'_{\lambda_L, B}[P(Z|\lambda_L, B)P(A|\lambda_L, B)]}{E'_{\lambda_L, B}[P(A|\lambda_L, B)]} \quad (6.30)$$

where ' and '' stand for initial and posterior, respectively.

Spatial variability. Figure 6.17 shows a map of geotectonic provinces of Mexico, according to F. Mooser. Each province is characterized by the large-scale features of its tectonic structure, but significant local perturbations to the overall patterns can be identified. Take for instance zone 1, whose seismotectonic features were described above, and are schematically shown in Fig. 6.18 (Singh, 1975): the Pacific plate underthrusts the continental block and is thought to break into several blocks, separated by faults transverse to the coast, that dip at different angles. The continental mass is also

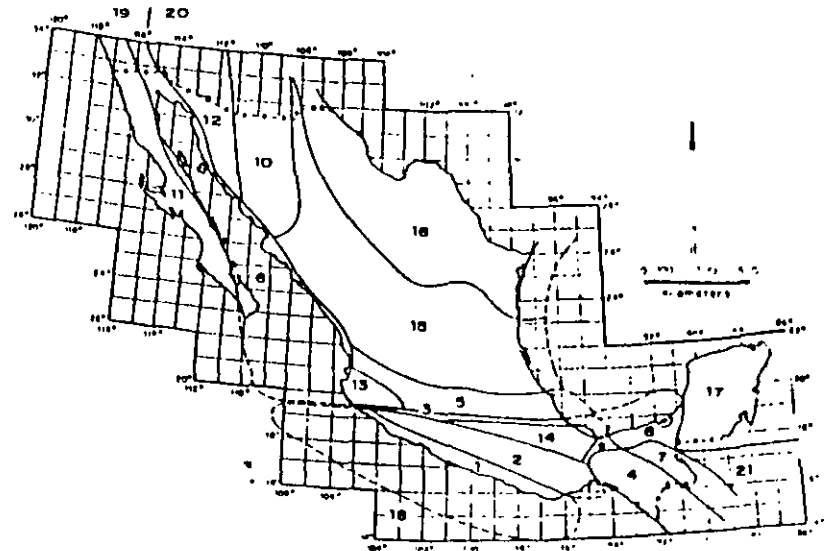


Fig. 6.17. Seismotectonic provinces of Mexico. (After F. Mooser)

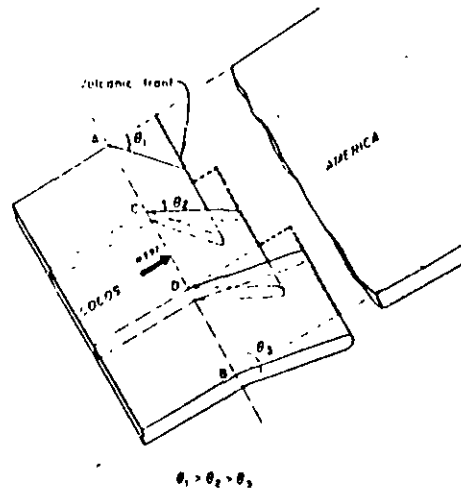


Fig. 6.18 Schematic drawing of the segmenting of Cocos plate as it subducts below American plate. (After Singh, 1974.)

made up of several large blocks. Seismic activity at the underthrusting plate or at its interface with the continental mass is characterized by magnitudes that may reach very high values and by the increase of mean hypocentral depth with distance from the coast; small and moderate shallow shocks are generated at the blocks themselves. Variability of statistical data along the whole tectonic system was discussed above and is apparent in Fig. 6.10. Bayesian estimation of local seismicity averaged throughout the system is a matter of applying eq. 6.21 or any of its special forms (eqs. 6.22 and 6.23), taking as statistical evidence the information corresponding to the whole system. However, seismic risk estimates are sensitive to values of local seismicity averaged over much smaller volumes of the earth's crust; hence the need to develop criteria for probabilistic inference of possible patterns of space variability of seismicity along tectonically homogeneous zones.

On the basis of seismotectonic information, the system under consideration can first be subdivided into the underthrusting plate and the subsystem of shallow sources; each subsystem can then be separately analyzed. Take for instance the underthrusting plate and subdivide it into s sufficiently small equal-volume subzones. Let ν_L be the rate of exceedance of magnitude M_L throughout the main system, ν_{L_i} the corresponding rate at each subzone, and define p_i as ν_{L_i}/ν_L , with p_i independent of ν_L (p_i is equal to the probability that an earthquake known to have been generated in the overall system originated at subzone i). Initial information about possible space variability of

ν_{L_i} can be expressed in terms of an initial probability distribution of p_i and of the correlation among p_i and p_j for any i and j . Because $\sum \nu_{L_i} = \nu_L$, one obtains $\sum p_i = 1$. This imposes two restrictions on the initial joint probability distribution of the p_i 's: $E'(p_i) = 1/s$, $\text{var}' \sum p_i = 0$. If all p_i 's are assigned equal expectations and all pairs $p_i, p_j, i \neq j$ are assumed to possess the same correlation coefficient $\rho_{ij} = \rho'$, the restrictions mentioned lead to $E'(p_i) = 1/s$ and $\rho' = -1/(s-1)$. Posterior values of $E(p_i)$ and ρ_{ij} are obtained according to the same principles that led to eqs. 6.25–6.28. Statistical evidence is in this case described by N , the total number of earthquakes generated in the system, and n_i ($i = 1, \dots, s$) the corresponding numbers for the subzones. Given the p_i 's, the probability of this event is the multinomial distribution:

$$P(A|p_1, \dots, p_s) = \frac{N!}{n_1! \dots n_s!} p_1^{n_1} \dots p_s^{n_s} \quad (6.31)$$

If the correlation coefficients among seismicities of the various subzones can be neglected, each p_i can be separately estimated. Because p_i has to be comprised between 0 and 1, it is natural to assign it a beta initial probability distribution, defined by its parameters n_i' and N_i' , such that $E'(p_i) = n_i'/N_i'$ and $\text{var}'(p_i) = n_i'(N_i' - n_i')/[N_i'^2(N_i' + 1)]$ (Raiffa and Schlaifer, 1968). The parameters of the posterior distribution will be:

$$n_i'' = n_i' + n_i, \quad N_i'' = N_i' + N$$

Take for instance a zone whose prior distribution of λ_L is assumed gamma with expected value λ_L' and coefficient of variation V_L' . Suppose that, on the basis of geological evidence and of the dimensions involved, it is decided to subdivide the zone into four subzones of equal dimensions; a-priori considerations lead to the assignment of expected values and coefficients of variation of p_i for those subzones, say $E'(p_i) = 0.25$, $V'(p_i) = 0.25$ ($i = 1, \dots, 4$). From previous considerations for $s = 4$ take $\rho_{ij}' = -1/3$ for $i \neq j$. Suppose now that, during a given time interval t , ten earthquakes were observed in the zone, of which 0, 1, 3, and 6 occurred respectively in each subzone. If the Poisson process model is adopted, λ_L' and V_L' can be expressed in terms of a fictitious number of events $n' = V_L'^{-2}$ occurred during a fictitious time interval $t' = n'/\lambda_L'$; after observing n earthquakes during an interval t , the Bayesian mean and coefficient of variation of λ_L will be $\lambda_L'' = (n' + n)/(t' + t)$, $V_L'' = (n' + n)^{-1/2}$ (Esteva, 1968). Hence:

$$\lambda_L'' = (V_L'^{-2} + 10)/(V_L'^{-2} \lambda_L'^{-1} + t), \quad V_L'' = (V_L'^{-2} + 10)^{-1/2}$$

Local deviations of seismicity in each subzone with respect to the average λ_L can be analyzed in terms of p_i ($i = 1, \dots, 4$); Bayesian analysis of the proportion in which the ten earthquakes were distributed among the subzones proceeds according to:

$$E''(p_i|A) = \frac{E'[p_i P(A|p_1, \dots, p_4)]}{E'[P(A|p_1, \dots, p_4)]} \quad (6.32)$$

The expectations that appear in this equation have to be computed with respect to the initial joint distribution of the p_i 's. In practice, adequate approximations are required. For instance, Benjamin and Cornell's (1970) first-order approximation leads to $E''(p_1) = 0.226$, $E''(p_4) = 0.294$.

If correlation among subzone seismicities is neglected, and statistical information of each subzone is independently analyzed, when the p_i 's are assigned beta probability-density functions with means and coefficients of variation as defined above, one obtains $E''(p_1) = 0.206$, $E''(p_4) = 0.311$, which are not very different from those formerly obtained; however, when $E''(p_1) = 0.25$ and $V''(p_1) = 0.5$, the first criterion leads to $E''(p_1) = 0.206$, $E''(p_4) = 0.314$, while the second produces 0.131 and 0.416, respectively. Part of the difference may be due to neglect of p_i' , but probably a significant part stems from inaccuracies of the first-order approximation to the expectations that appear in eq. 6.32; alternate approximations are therefore desirable.

Incomplete data Statistical information is known to be fairly reliable only for magnitudes above threshold values that depend on the region considered, its level of activity, and the quality of local and nearby seismic instrumentation. Even incomplete statistical records may be significant when evaluating some seismicity parameters; their use has to be accompanied by estimates of detectability values, that is, of ratios of the numbers of events recorded to total numbers of events in given ranges (Esteve, 1970; Kaila and Narain, 1971).

6.5 REGIONAL SEISMICITY

The final goal of local seismicity assessment is the estimation of regional seismicity, that is, of probability distributions of intensities at given sites, and of probabilistic correlations among them. These functions are obtained by integrating the contributions of local seismicities of nearby sources, and hence their estimates reflect Bayesian uncertainties tied to those seismicities. In the following, regional seismicity will be expressed in terms of mean rates of exceedance of given intensities; more detailed probabilistic descriptions would entail adoption of specific hypotheses concerning space and time correlations of earthquake generation.

6.5.1 Intensity-recurrence curves

The case when uncertainty in seismicity parameters is neglected will be discussed first. Consider an elementary seismic source with volume dV and local seismicity $\lambda(M)$ per unit volume, distant R from a site S , where intensity-recurrence functions are to be estimated. Every time that a magnitude M shock is generated at that source, the intensity at S equals:

$$Y = \epsilon Y_p = \epsilon b_1 \exp(b_2 M) g(R) \quad (6.33)$$

(see eqs. 6.4 and 6.5), where ϵ is a random factor and Y and Y_p stand for actual and predicted intensities, b_1 and b_2 are given constants, and $g(R)$ is a function of hypocentral distance. The probability that an earthquake originating at the source will have an intensity greater than y is equal to the probability that $\epsilon Y_p > y$. If Y_p is expressed in terms of M and randomness in ϵ is accounted for, one obtains:

$$\nu(y) = \int_{\alpha_U}^{\alpha_L} \nu_p(y/u) f_\epsilon(u) du \quad (6.34)$$

where ν and ν_p are respectively mean rates at which actual and predicted intensities exceed given values, $\alpha_U = y/y_U$, $\alpha_L = y/y_L$, y_U , and y_L are the predicted intensities that correspond to M_U and M_L , and f_ϵ the probability-density function of ϵ . If eq. 6.33 is assumed to hold:

$$\nu_p(y) = K_0 + K_1 y^{-r_1} - K_2 y^{-r_2} \quad (6.35)$$

where:

$$K_i = [b_1 g(R)]^{r_i} A_i \lambda_L dV \quad (i = 0, 1, 2) \quad (6.36)$$

$$r_0 = 0, \quad r_1 = \beta/b_2, \quad r_2 = (\beta - \beta_1)/b_2 \quad (6.37)$$

Substitution of eq. 6.35 into 6.34, coupled with the assumption that $\ln \epsilon$ is normally distributed with mean m and standard deviation σ leads to:

$$\nu(y) = c_0 K_0 + c_1 K_1 y^{-r_1} - c_2 K_2 y^{-r_2} \quad (6.38)$$

where:

$$c_i = \exp(Q_i) \left[\Phi \left(\frac{\ln \alpha_L - u_i}{\sigma} \right) - \Phi \left(\frac{\ln \alpha_U - u_i}{\sigma} \right) \right] \quad (6.39)$$

Φ is the standard normal cumulative distribution function, $Q_i = 1/2 \sigma^2 r_i^2 + m r_i$, and $u_i = m + \sigma^2 r_i$. Similar expressions have been presented by Merz and Cornell (1973) for the special case of eq. 6.8 when $\beta_1 \rightarrow \infty$ and for a quadratic form of the relation between magnitude and logarithm of exceedance rate. Closed-form solutions in terms of incomplete gamma functions are obtained when magnitudes are assumed to possess extreme type-III distributions (eq. 6.9).

Intensity-recurrence curves at given sites are obtained by integration of the contributions of all significant sources. Uncertainties in local seismicities can be handled by describing regional seismicity in terms of means and variances of $\nu(y)$ and estimating these moments from eq. 6.34 and suitable first- and second-moment approximations. Influence of these uncertainties in design decisions has been discussed by Rosenblueth (in preparation).

6.5.2 Seismic probability maps

When intensity-recurrence functions are determined for a number of sites with uniform local ground conditions the results are conveniently represented by sets of seismic probability maps, each map showing contours of intensities that correspond to a given return period. For instance, Figs. 6.19 and 6.20 show peak ground velocities and accelerations that correspond to 100 years return period on firm ground in Mexico. These maps form part of a set that was obtained through application of the criteria described in this chapter. Because the ratio of peak ground accelerations and velocities does not remain constant throughout a region, the corresponding design spectra will not only vary in scale but also in shape (frequency content); in other words, seismic risk will usually have to be expressed in terms of at least the values of two parameters (for instance, as in this case, peak ground accelerations and velocities that correspond to various risk levels (return periods)).

6.5.3 Microzoning

Implicit in the above criteria for evaluation of regional seismicity is the adoption of intensity attenuation expressions valid on firm ground. Scatter of actual intensities with respect to predicted values was ascribed to differences in source mechanisms, propagation paths, and local site conditions; at least the latter group of variables can introduce systematic deviations in the

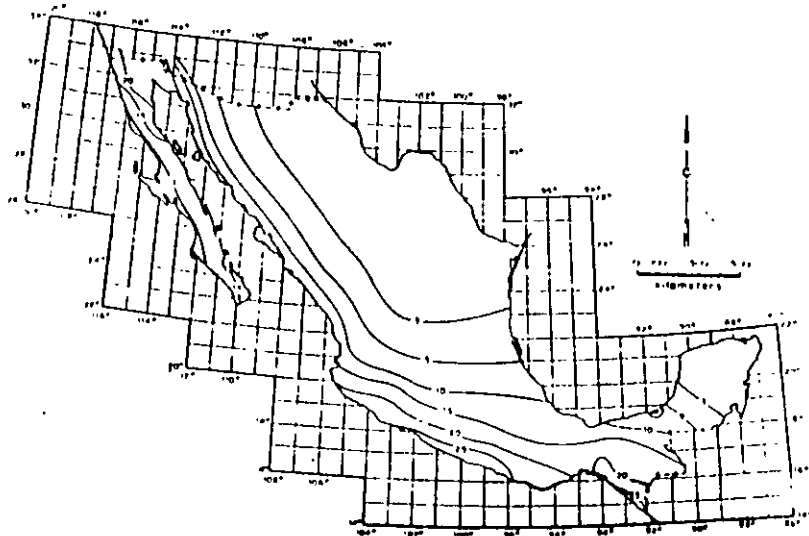


Fig. 6.19. Peak ground velocities with return period of 100 years (cm/sec).

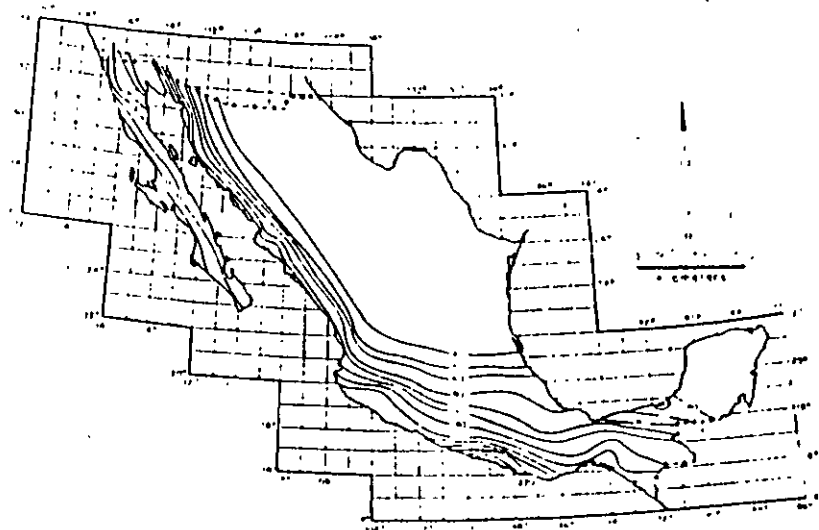


Fig. 6.20. Peak ground accelerations with return period of 100 years (cm/sec²).

ratio of actual to predicted intensities; and geological details may significantly alter local seismicity in a small region, as well as energy radiation patterns, and hence regional seismicity in the neighbourhood. These systematic deviations are the matter of microzoning, that is, of local modification of risk maps similar to Figs. 6.19 and 6.20.

Most of the effort invested in microzoning has been devoted to study of the influence of local soil stratigraphy on the intensity and frequency content of earthquakes (see Chapter 4). Analytical models have been practically limited to response analysis of stratified formations of linear or nonlinear soils to vertically traveling shear waves. The results of comparing observed and predicted behavior have ranged from satisfactory (Herrera et al., 1965) to poor (Hudson and Udawadia, 1972). Topographic irregularities, as hills or slopes of firm ground formations underlying sediments, may introduce significant systematic perturbations in the surface motion, as a consequence of wave focusing or dynamic amplification. The latter effect was probably responsible for the exceptionally high accelerations recorded at the abutment of Pacoima dam during the 1971 San Fernando earthquake.

Present practice of microzoning determines seismic intensities or design parameters in two steps. First the values of those parameters on firm ground are estimated by means of suitable attenuation expressions and then they are amplified according to the properties of local soil; but this implies an arbitrary decision to which seismic risk is very sensitive: selecting the boundary between soil and firm ground. A specially difficult problem stems when

trying to fix that boundary for the purpose of predicting the motion at the top of a hill or the slope stability of a high cliff (Rukos, 1974).

It can be concluded that rational formulation of microzoning for seismic risk is still in its infancy and that new criteria will appear that will probably require intensity attenuation models which include the influence of local systematic perturbations. Whether these models are available or the two-step process described above is acceptable, intensity-recurrence expressions can be obtained as for the unperturbed case, after multiplying the second member of eq. 6.34 by an adequate intensity-dependent corrective factor:

REFERENCES

- Aki, K., 1963. *Some Problems in Statistical Seismology*. University of Tokyo, Geophysical Institute.
- Allen, C.R., 1969. Active faulting in northern Turkey. *Calif. Inst. Tech., Div. Geol. Sci., Contrib.* 1577.
- Allen, C.R., St. Amant, P., Richter, C.F. and Nordquist, J.M., 1965. Relationship between seismicity and geologic structure in the southern California region. *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 55 (4): 753-797.
- Ambraseys, N.N., 1973. Dynamics and response of foundation materials in epicentral regions of strong earthquakes. *Proc. 5th World Conf. Earthquake Eng., Rome*.
- Annam, I.V., Bane, V.L., Vvedenskaia, N.A., Kirillova, I.V., Relaner, G.I. and Shalpo, V.N., 1968. *Methods of Compiling a Map of Seismic Regionalization on the Example of the Caucasus*. C. Yu. Schmidt Institute of the Physics of the Earth, Academy of Sciences of the USSR, Moscow.
- Benjamin, J.R. and Cornell, C.A., 1970. *Probability, Statistics and Decision for Civil Engineers*. McGraw-Hill, New York.
- Ben-Menahem, A., 1960. Some consequences of earthquake statistics for the years 1918-1955. *Gerlands Beitr. Geophys.*, 69: 68-72.
- Bollinger, G.A., 1973. Seismicity of the southeastern United States. *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 63: 1785-1808.
- Bolt, B.A., 1970. Causes of earthquakes. In: R.L. Wiegel (editor), *Earthquake Engineering*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs.
- Brune, J.N., 1968. Seismic moment, seismicity and rate of slip along major fault zones. *J. Geophys. Res.*, 73: 777-784.
- Burridge, R. and Knopoff, L., 1967. Model and theoretical seismicity. *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 57: 341-371.
- Cornell, C.A. and Vanmarcke, E.H., 1969. The major influences on seismic risk. *Proc. 4th World Conf. Earthquake Eng. Santiago*.
- Crouse, C.B., 1973. Engineering studies of the San Fernando earthquake. *Calif. Inst. Technol., Earthquake Eng. Res. Lab. Rep.* 73 04.
- Cox, D.F. and Lewis, P.A.W., 1966. *The Statistical Analysis of Series of Events*. Methuen, London.
- Davenport, A.G., 1972. A statistical relationship between shock amplitude, magnitude and epicentral distance and its application to seismic zoning. *Univ. Western Ontario, Faculty Eng. Ser.* BLWF 1-72.
- Davies, G.F. and Brune, J.N., 1971. Regional and global fault slip rates from seismicity. *Nature*, 229: 101-107.
- Drakopoulos, J.C., 1971. A statistical model on the occurrence of aftershocks in the area of Greece. *Bull. Int. Inst. Seismol. Earthquake Eng.*, 8: 17-39.
- Esteve, L., 1968. Bases para la formulación de decisiones de diseño sísmico. *Natl. Univ. Mexico, Inst. Eng. Rep.* 182.
- Esteve, L., 1969. Seismicity prediction: a bayesian approach. *Proc. 4th World Conf. Earthquake Eng. Santiago*.
- Esteve, L., 1970. Consideraciones prácticas en la estimación bayesiana de riesgo sísmico. *Natl. Univ. Mexico, Inst. Eng. Rep.* 248.
- Esteve, L., 1974. Geology and probability in the assessment of seismic risk. *Proc. 2nd Int. Congr. Int. Assoc. Eng. Geol., San Paulo*.
- Esteve, L. and Villaverde, R., 1973. Seismic risk, design spectra and structural reliability. *Proc. 5th World Conf. Earthquake Eng., Rome*, pp. 2586-2597.
- Figueron, J., 1963. Incidencia de macroismos mexicanos. *Ingeniería*, 33 (1): 45-68.
- Gaisky, V.N., 1966. The time distribution of large, deep earthquakes from the Pamir-Hindu-Kush. *Dokl. Akad. Nauk Tadzh. S.S.R.*, 9 (8): 18-21.
- Gaisky, V.N., 1967. On similarity between collections of earthquakes, the connections between them, and their tendency to periodicity. *Fiz. Zemli*, 7: 20-28 (English transl., pp. 432-437).
- Gajardo, E. and Lomnitz, C., 1960. Seismic provinces of Chile. *Proc. 2nd World Conf. Earthquake Eng., Tokyo*, pp. 1529-1540.
- Gutenberg, B. and Richter, C.F., 1954. *Seismicity of the Earth*. Princeton University Press, Princeton.
- Grossky, M.G., 1962. Tectonophysics and earthquake forecasting. *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 52 (3): 486-505.
- Herrera, I., Rosenblueth, E. and Rascon, O.A., 1965. Earthquake spectrum prediction for the Valley of Mexico. *Proc. 3rd Int. Conf. Earthquake Eng., Auckland and Wellington*, 1: 61-74.
- Housner, G.W., 1969. Engineering estimates of ground shaking and maximum earthquake magnitude. *Proc. 4th World Conf. Earthquake Eng., Santiago*.
- Hudson, D.E., 1971. *Strong Motion Instrumental Data on the San Fernando Earthquake of February 9, 1971*. California Institute of Technology, Earthquake Engineering Research Laboratory.
- Hudson, D.E., 1972a. Local distributions of strong earthquake ground shaking. *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 62 (6).
- Hudson, D.E., 1972b. *Analysis of Strong Motion Earthquake Accelerograms, III, Response Spectra, Part A*. California Institute of Technology, Earthquake Engineering Research Laboratory.
- Hudson, D.E. and Vidwadia, F.E., 1973. Local distribution of strong earthquake ground motions. *Proc. 5th World Conf. Earthquake Eng., Rome*, pp. 691-700.
- Kaila, K.L. and Narain, H., 1971. A new approach for preparation of quantitative seismicity maps as applied to Alpid Belt-Sunda Arc and adjoining areas. *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 61 (5): 1275-1291.
- Kaila, K.L., Gaur, V.K. and Narain, H., 1972. Quantitative seismicity maps of India. *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 62 (5): 1119-1132.
- Kaila, K.L., Rao, N.M. and Narain, H., 1974. Seismotectonic maps of southwest Asia region comprising eastern Turkey, Caucasus, Persian Plateau, Afghanistan and Hindu-kush. *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 64 (3): 657-669.
- Kelleher, J., Sykes, L. and Oliver, J., 1973. Possible criteria for predicting earthquake locations and their application to major plate boundaries of the Pacific and the Caribbean. *J. Geophys. Res.*, 78 (14): 2547-2585.
- Knopoff, L., 1964. The statistics of earthquakes in southern California. *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 54: 1871-1873.
- Lomnitz, C., 1966. Magnitude stability in earthquake sequences. *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 56: 247-249.
- Lomnitz, C. and Hax, A., 1966. Clustering in aftershock sequences. In: J.S. Steinhart and T. Jefferson Smith (editors), *The Earth Beneath the Continents*. Am. Geophys. Union, pp. 502-508.

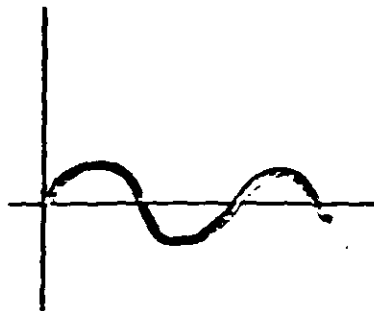
carga estática
(métodos de
análisis estructural)

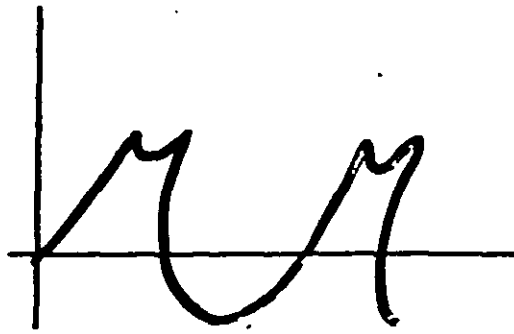
carga dinámica

Dinámico \rightarrow variación en el tiempo



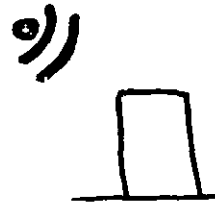
PERIÓDICA



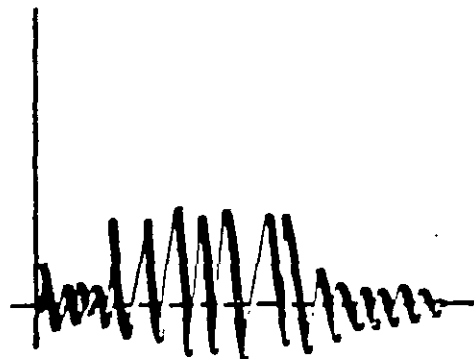


barcos.

No periodica

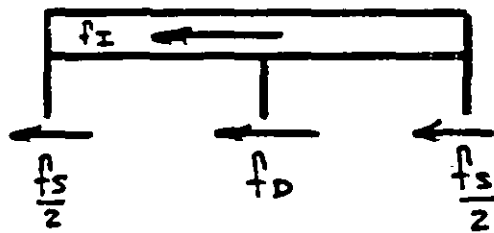
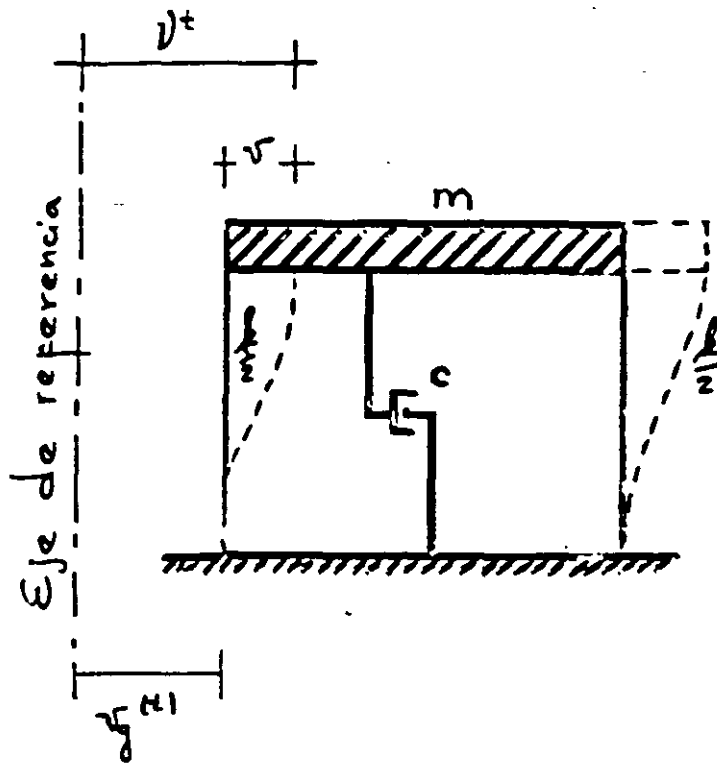


bombas



sismo.

1 grado de libertad.



ECUACIONES DE MOVIMIENTO

métodos

Equilibrio

$$f_I + f_o + f_s = p(t)$$

$$f_s = k v$$

$$f_I = m \ddot{r}$$

$$f_o = c \dot{r}$$

Análisis de trabajo virtual.

$$-f_I \delta r - f_o \delta r - f_s \delta r + p(t) \delta v = 0$$

Hamilton

$$T = \frac{1}{2} m \dot{v}^2$$

$$V = \frac{1}{2} k v^2$$

$$m \ddot{v}(t) + c \dot{v}(t) + k v(t) = p(t)$$

Respuesta de vibraciones libres.

no amortiguado

$$m \ddot{v}(t) + k v(t) = 0$$

$$\ddot{v}(t) + \frac{k}{m} v(t) = 0$$

$$\ddot{v}(t) + \omega^2 v(t) = 0 \quad \omega^2 = \frac{k}{m}$$

Resolviendo

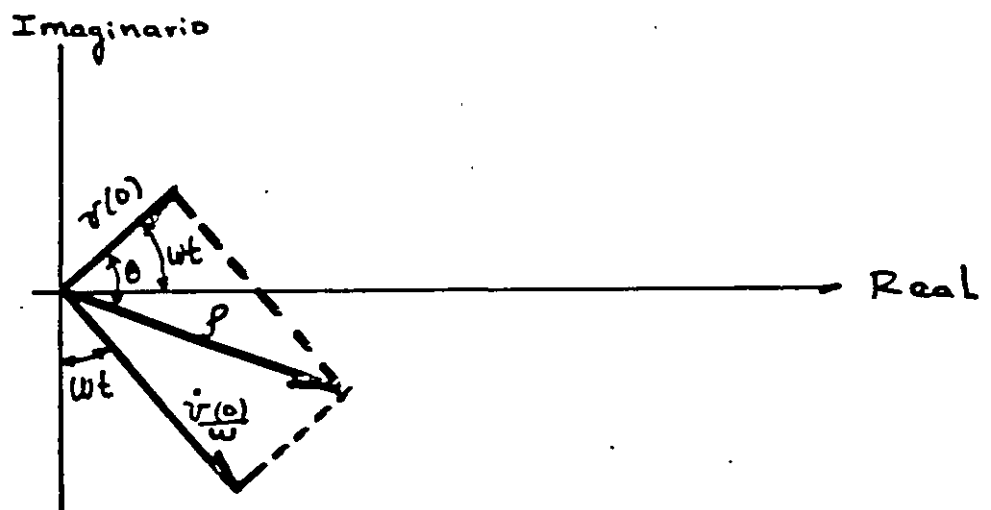
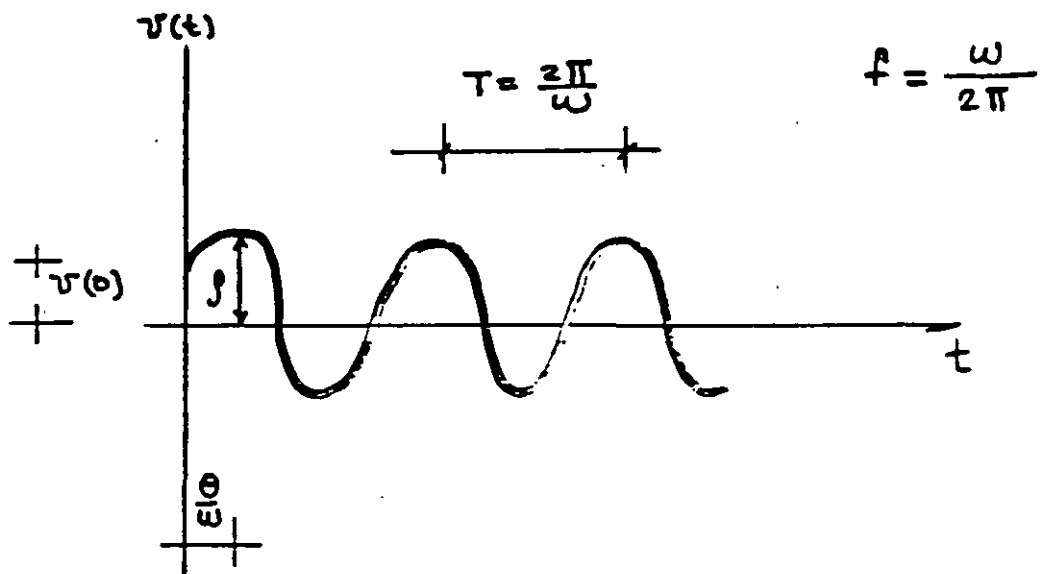
$$v(t) = \underbrace{c \cos \omega t + D \operatorname{sen} \omega t}_{\text{constantes}}$$

si $v(0) -$ $t = 0$
 $\dot{v}(0) -$

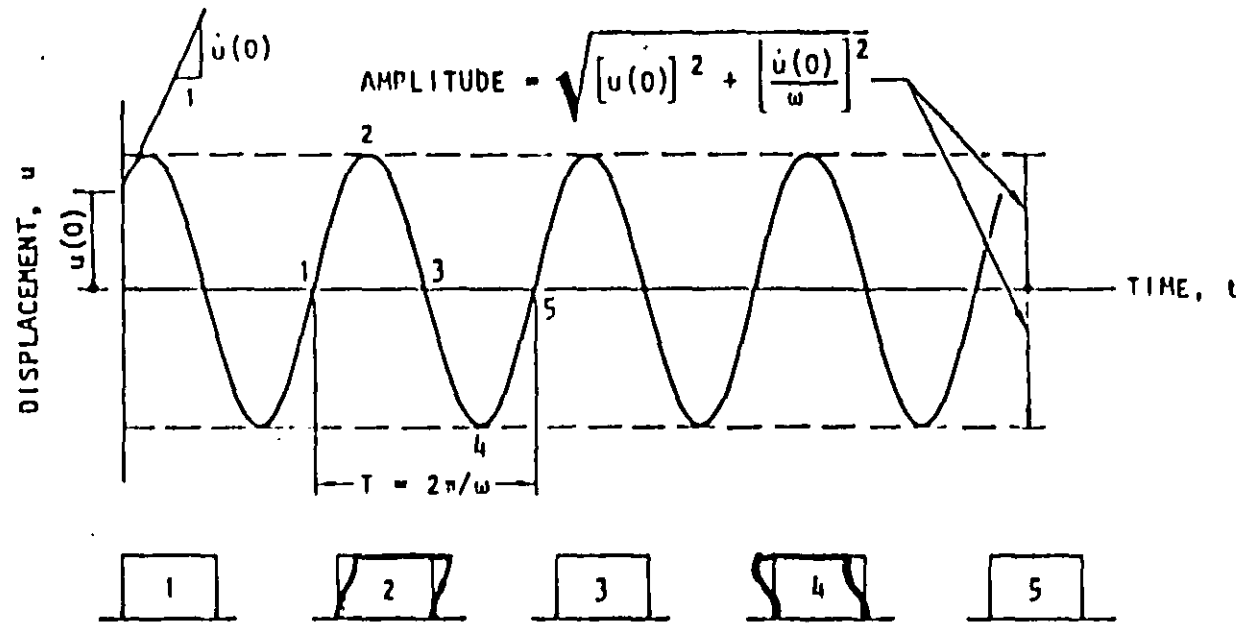
$$v(t) = v(0) \cos \omega t + \frac{\dot{v}(0)}{\omega} \operatorname{sen} \omega t$$

o bien

$$v(t) = \rho \cos(\omega t - \theta)$$



22



DEFORMED POSITIONS OF STRUCTURE CORRESPONDING TO LOCATIONS 1, 2, 3, 4 AND 5 ON RESPONSE-TIME PLOT

Figure B. Free vibration of an undamped structure

amortiguado

$$m \ddot{v}(t) + c \dot{v}(t) + k v(t) = 0$$

$$\ddot{v}(t) + \frac{c}{m} \dot{v}(t) + \frac{k}{m} v(t) = 0$$

$$\ddot{v}(t) + 2\gamma \omega \dot{v}(t) + \omega^2 v(t) = 0$$

$$2\gamma \omega = \frac{c}{m}$$

$$\gamma = \frac{c}{2m\omega} = \frac{c}{2\sqrt{km}}$$

$$c_c = 2\sqrt{km} \quad \text{amortiguamiento crítico}$$

Resolviendo:

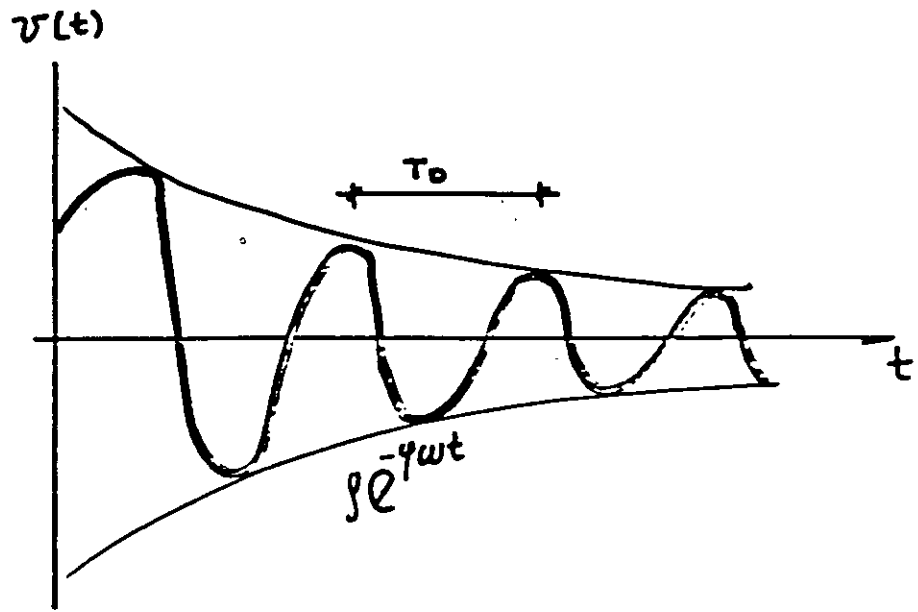
$$\gamma > 1$$

$$v(t) = C_1 e^{s_1 t} + C_2 e^{s_2 t} \quad \text{sobreamortiguado}$$

$$\gamma = 1$$

$$v(t) = C_1 e^{st} + C_2 t e^{st}$$

crítico



cálculo del amortiguamiento

$$\frac{v_t}{v_{t+nT_0}} = \frac{p e^{-\gamma \omega t} \cos(\omega_0 t - \theta)}{p e^{-\gamma \omega (t+nT_0)} \cos[\omega_0 (t+nT_0) - \theta]}$$

$$\frac{2\pi n \gamma}{\sqrt{1-\gamma^2}} = \ln \frac{v_t}{v_{t+nT_0}}$$

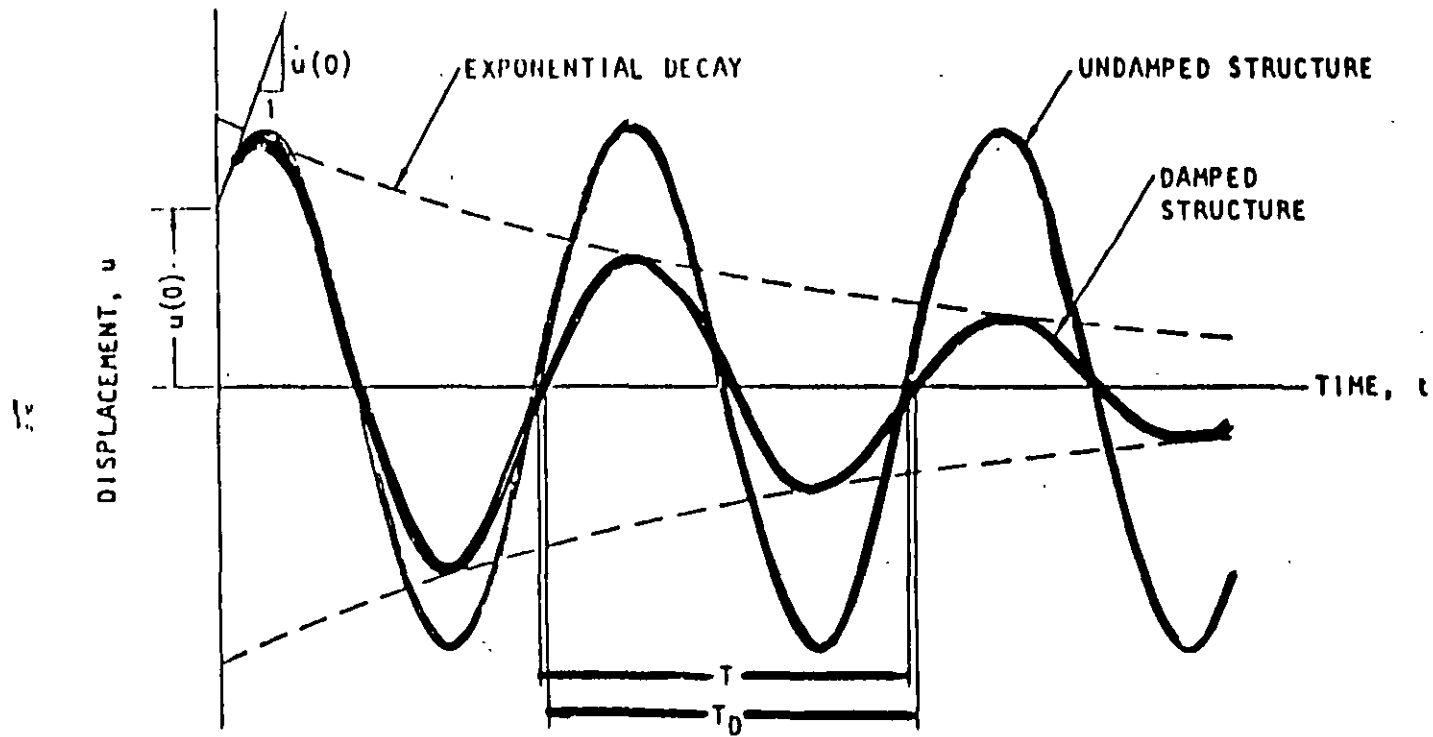


Figure 9. Effect of damping on free vibration

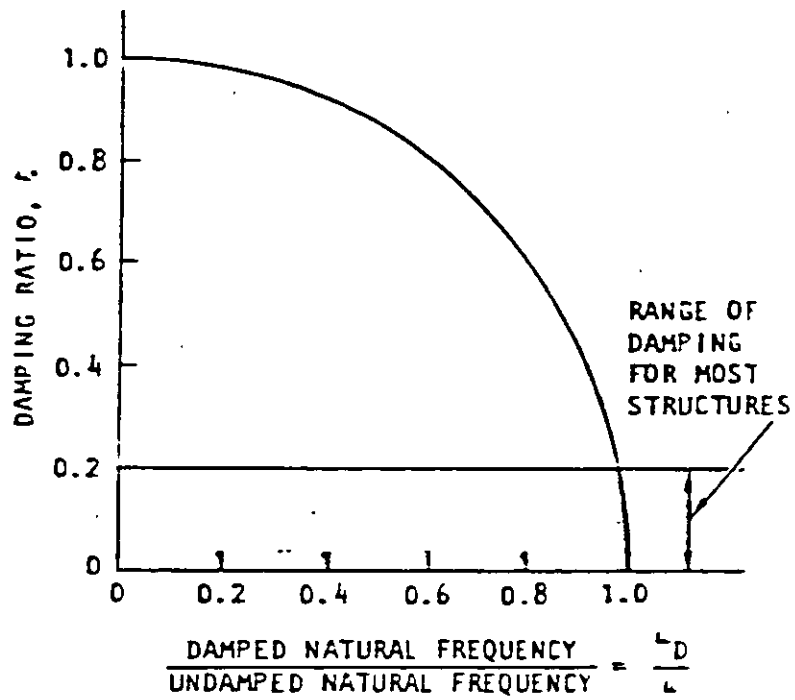


Figure 10. Effect of damping on natural frequency of vibration

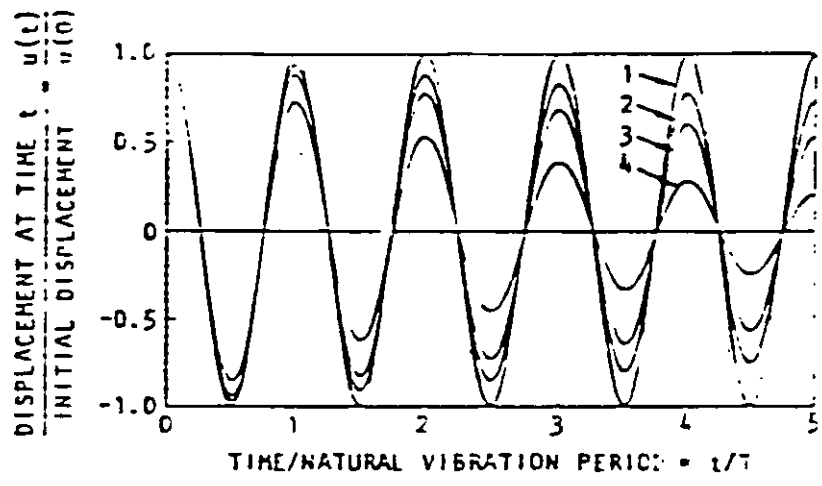


Figure 11. Effect of damping on free vibration. Curves 1, 2, 3, and 4 are for damping ratios of 0, 1, 2, and 5 percent, respectively

VIBRACIONES FORZADAS.

no amortiguadas

$$m \ddot{v}(t) + k v(t) = F$$

$$\ddot{v}(t) + \frac{k}{m} v(t) = \frac{F}{m}$$

$$\ddot{v}(t) + \omega^2 v(t) = F/m$$

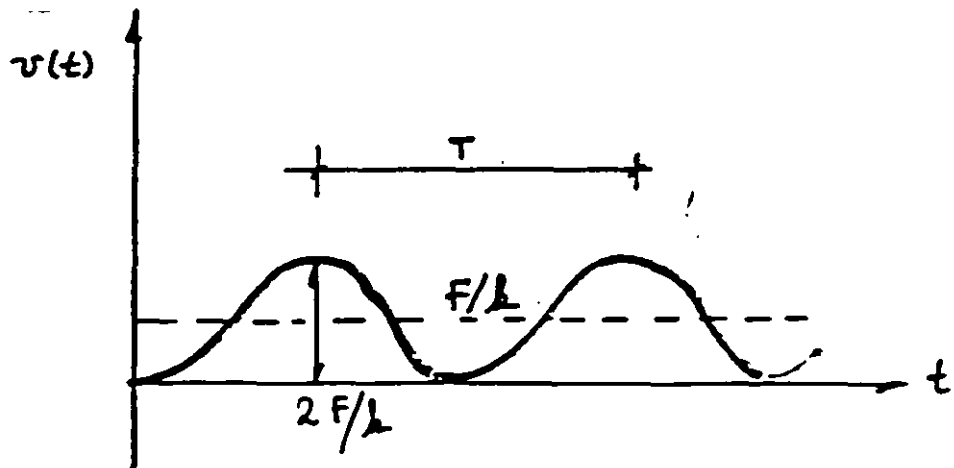
$$v(t) = v_c(t) + v_p(t)$$

$$v_c(t) = C \cos \omega t + D \sin \omega t$$

$$v_p(t) = F/k$$

$v(0)$
 $\dot{v}(0)$ para $t=0$

$$v(t) = F/k (1 - \cos \omega t)$$



Case II

$$F(t) = P_0 \text{ sen } \bar{\omega} t$$

$$m \ddot{v}(t) + k v(t) = P_0 \text{ sen } \bar{\omega} t$$

$$\ddot{v}(t) + \frac{k}{m} v(t) = \frac{P_0}{m} \text{ sen } \bar{\omega} t$$

$$v(t) = v_c(t) + v_p(t)$$

$$v_c(t) = C \cos \omega t + D \text{ sen } \omega t$$

$$v_p(t) = \frac{P_0}{k} \underbrace{\frac{\omega^2}{\omega^2 - \bar{\omega}^2}}_{\text{f.a.}} \text{ sen } \bar{\omega} t$$

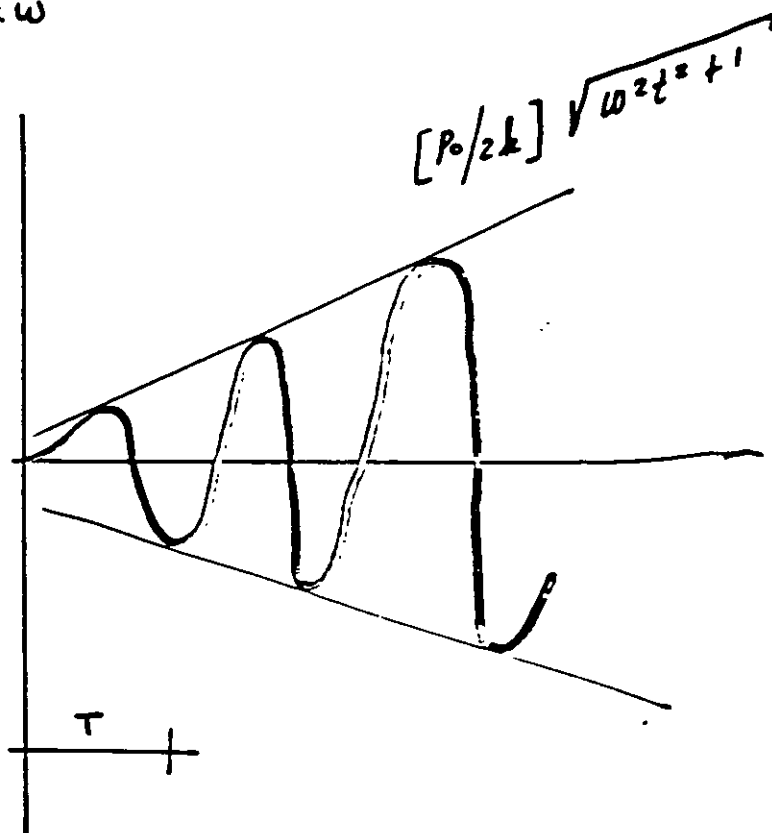
$$\frac{1}{1 - \left(\frac{\bar{\omega}}{\omega}\right)^2}$$

para $t=0$
 $v(0)$
 $\dot{v}(0)$

$$v(t) = \frac{P_0}{k} \frac{1}{1 - \bar{\omega}^2/\omega^2} \left(\text{Sen } \bar{\omega}t - \frac{\bar{\omega}}{\omega} \text{sen } \omega t \right)$$

↓ estacionaria
↑ transitoria

$$v(t) \Big|_{\bar{\omega} = \omega}$$



amortiguados

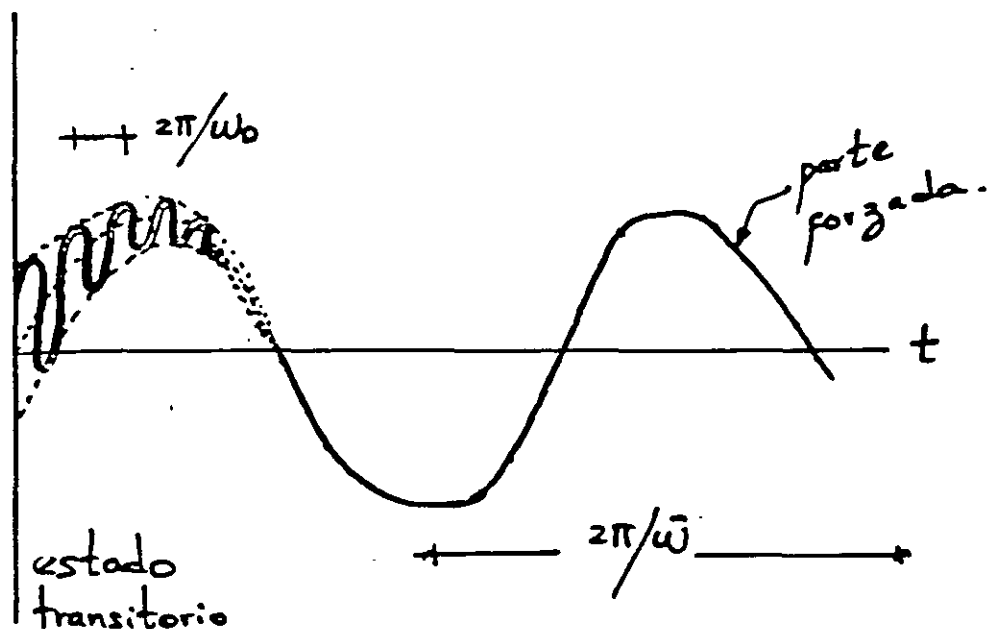
$$m\ddot{v}(t) + c\dot{v}(t) + kv(t) = P_0 \sin \bar{\omega}t$$

$$v(t) = v_c(t) + v_p(t)$$

libre \rightarrow

$$v_c(t) = e^{-\gamma\omega t} [A \cos \omega_0 t + B \sin \omega_0 t]$$

$$v_p(t) = -\frac{2\gamma\omega\bar{\omega} \frac{P_0}{m}}{(\omega^2 - \bar{\omega}^2)^2 + (2\gamma\omega\bar{\omega})^2} \cos \bar{\omega}t + \frac{(\omega^2 - \bar{\omega}^2) \frac{P_0}{m}}{(\omega^2 - \bar{\omega}^2)^2 + (2\gamma\omega\bar{\omega})^2} \sin \bar{\omega}t$$



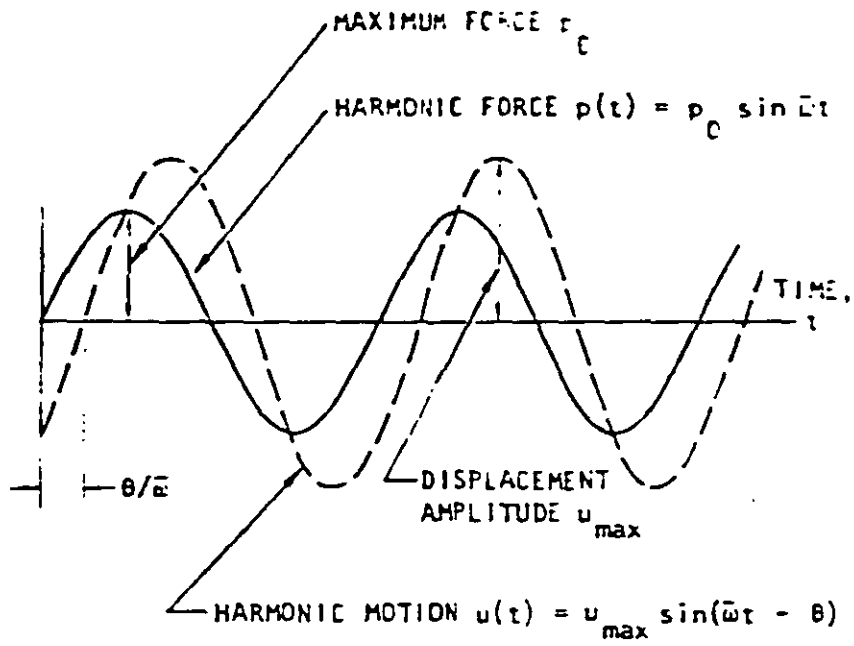
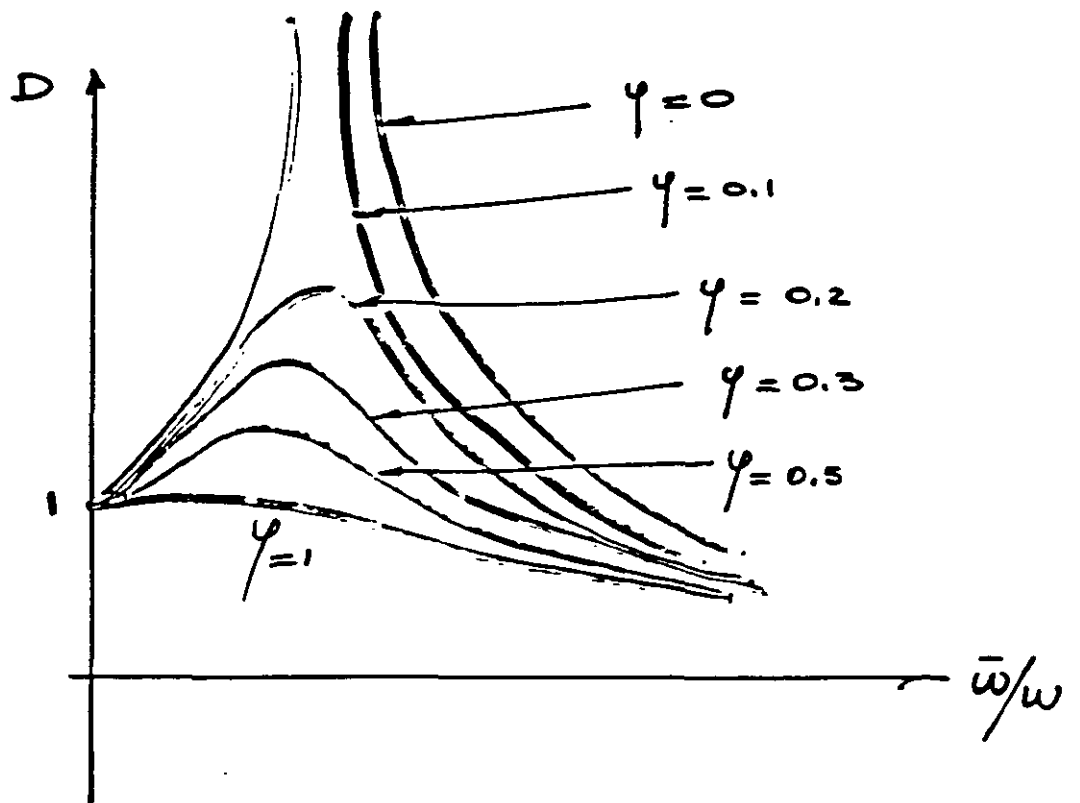


Figure 14. Steady state motion due to harmonic force

factor de amplificación

$$D = \frac{p}{P_0/k} = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{\bar{\omega}^2}{\omega^2}\right)^2 + \left(2\gamma \frac{\bar{\omega}}{\omega}\right)^2}}$$



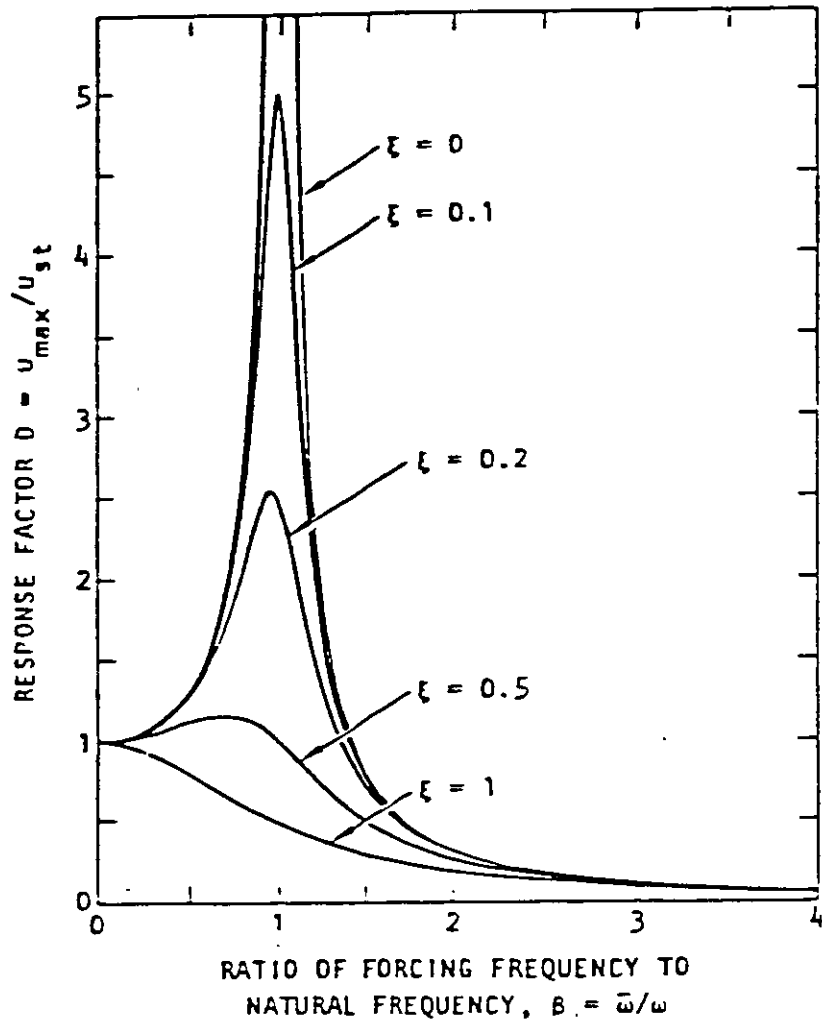
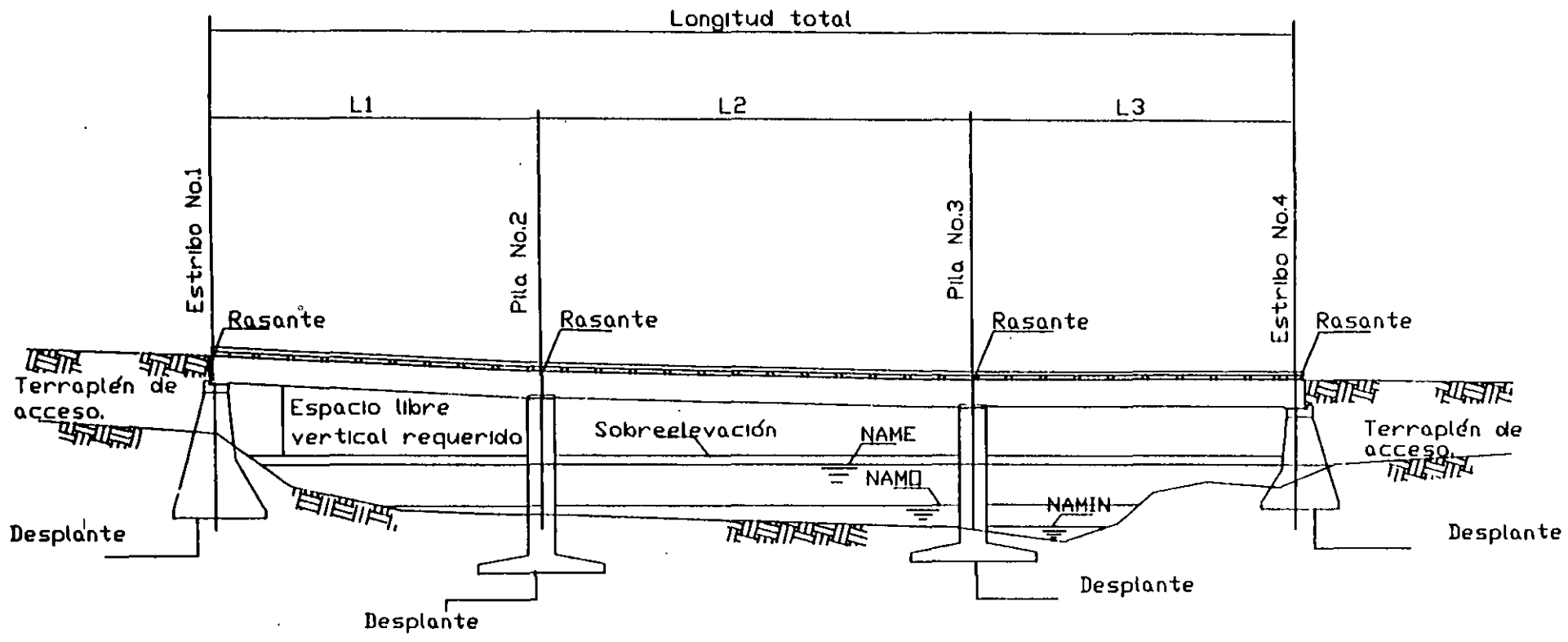
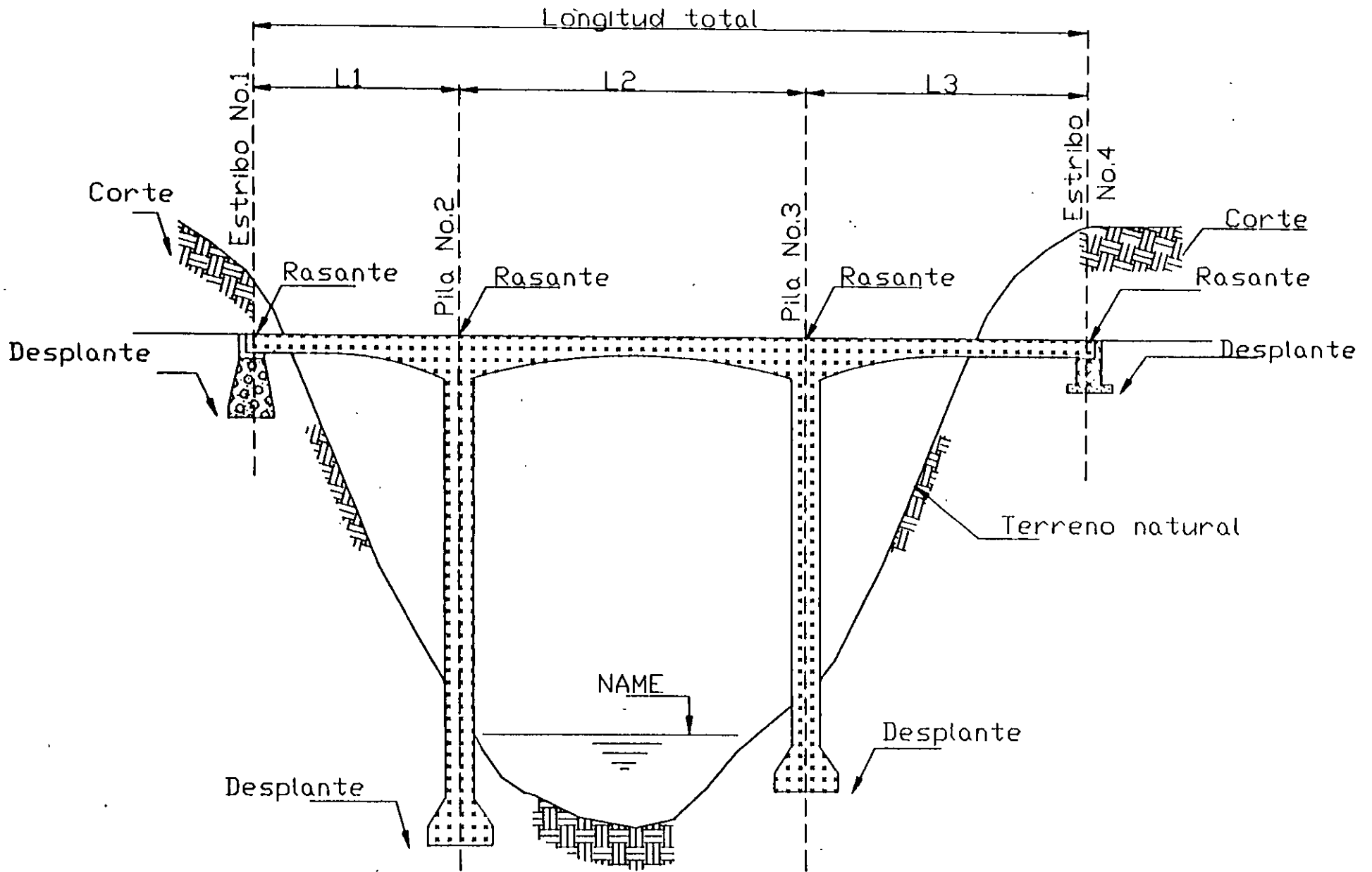


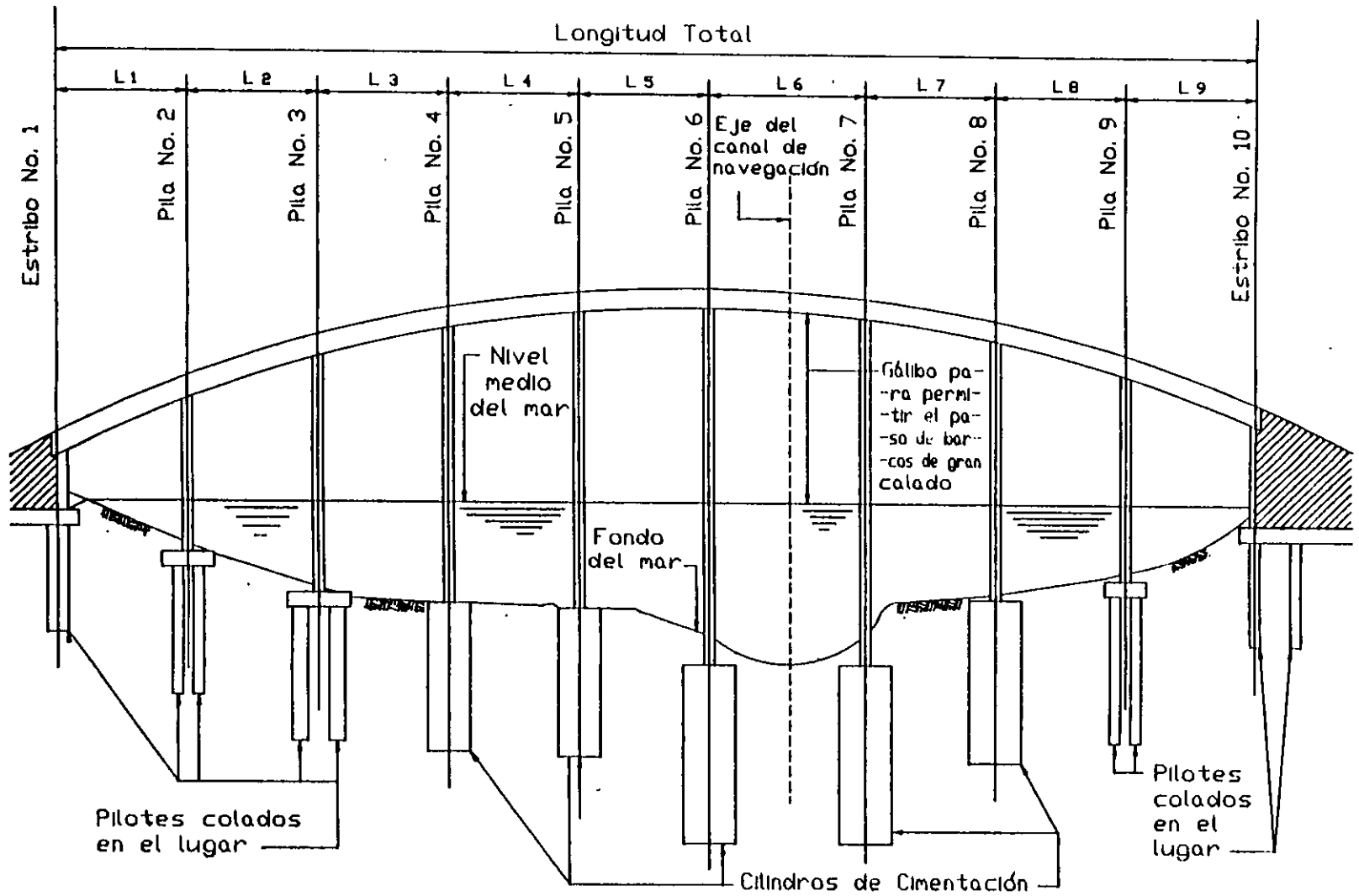
Figure 15. Response factor for a one-story structure subjected to harmonic force

ANALISIS SÍSMICO DE PUENTES

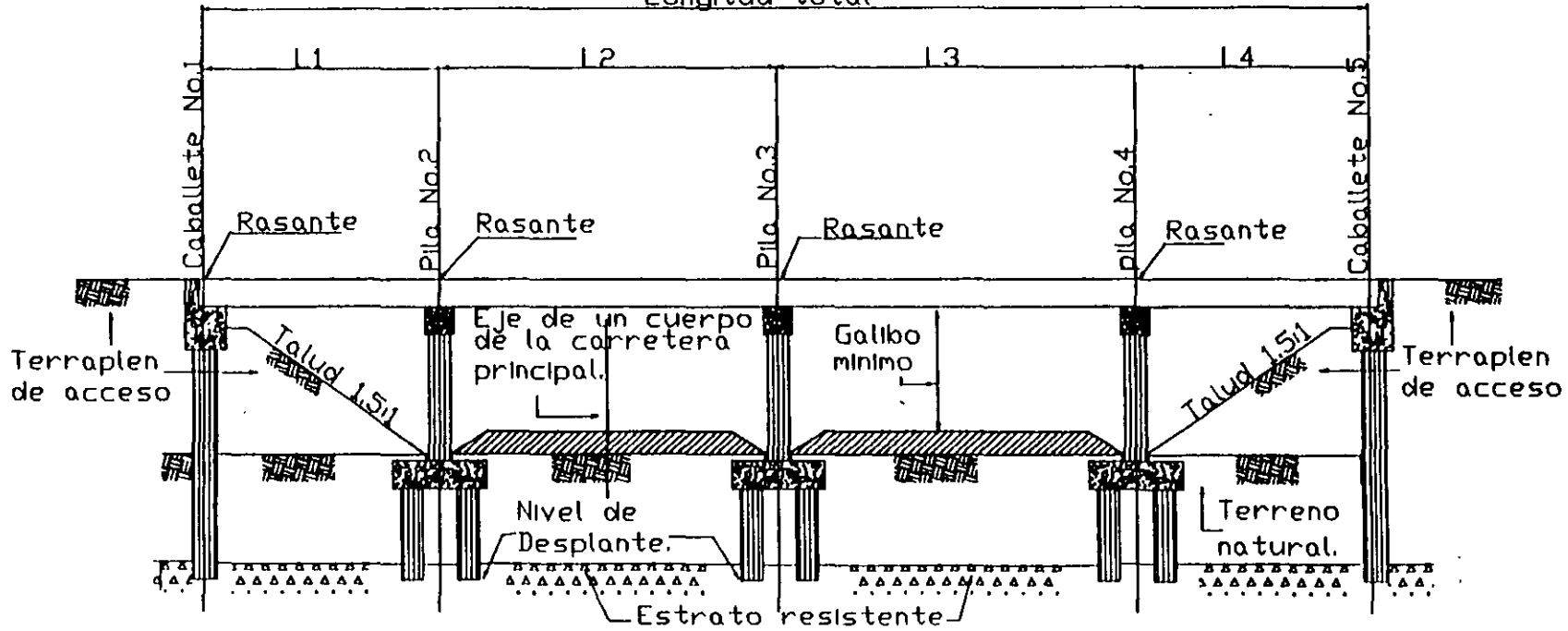
**Roberto Gómez Martínez
Instituto de Ingeniería, UNAM**







Longitud total



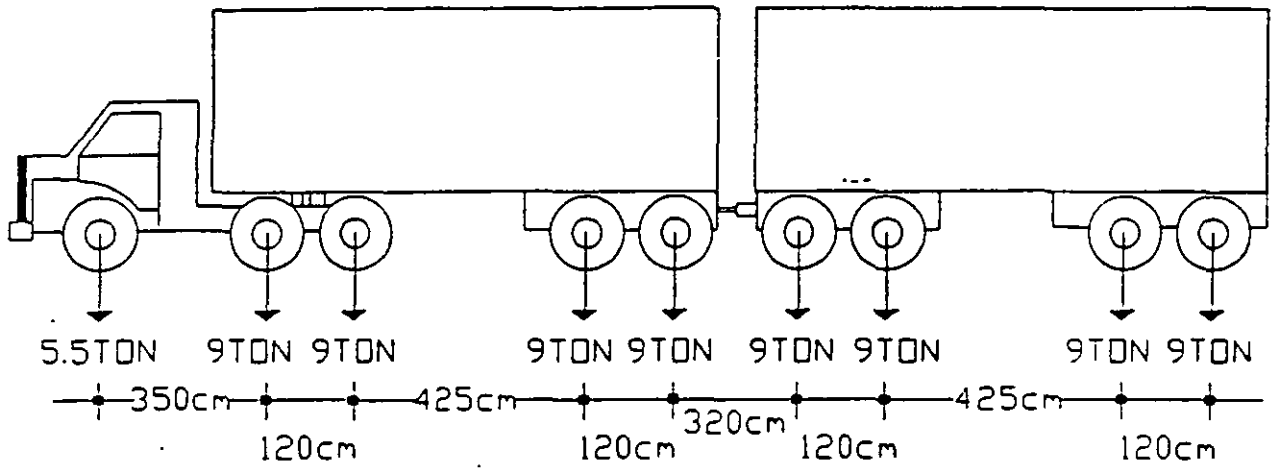
CARGAS

Carga viva

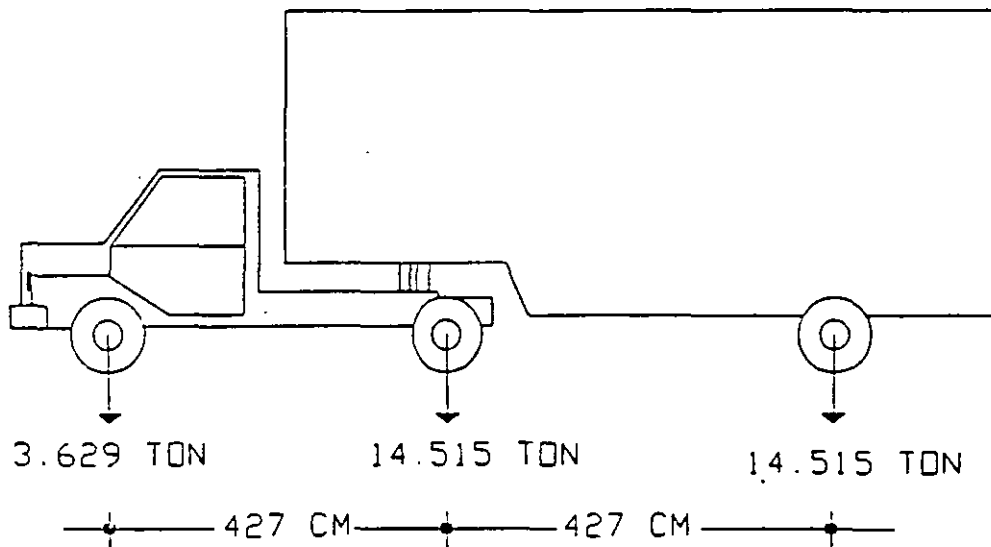
- superestructura

Carga sísmica

- subestructura
- conexiones

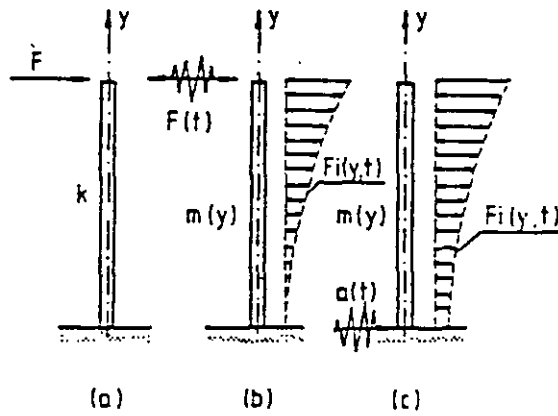


(a) T3-S2-R4



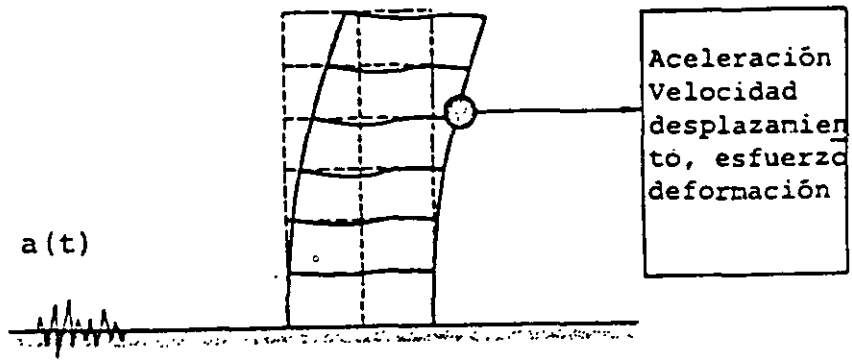
(b) HS-20

Fig 2. CARGAS Y DISTANCIAS ENTRE EJES

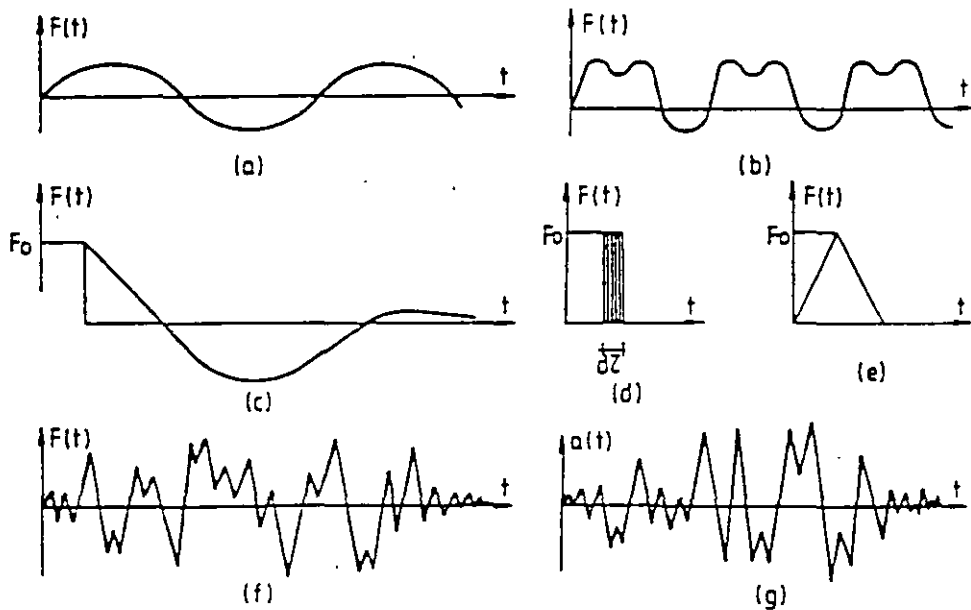


CARGAS ESTÁTICA, DINÁMICA Y SISMICA

- (a) estática, (b) dinámica;
- (c) sísmica



RESPUESTA SISMICA



CARGAS DINAMICAS TIPICAS

- (a) armónica, (b) periódica; (c) cuasi-periódica
 (d), (e) impulsos; (f) carga dinámica general;
 (g) sísmica

FORMA ESTRUCTURAL

* SIMPLE

* SIMETRICA

* INTEGRAL

ANALISIS ESTATICO

$$F = (f_i) (f_c) (f_s) (f_z) (W_{trib.})$$

ANALISIS DINAMICO

- análisis modal espectral
- análisis en el dominio del tiempo
- análisis no lineal

PUENTES ESPECIALES

- Geometría no convencional
 - Tipo no convencional
-

TIPO NO CONVENCIONAL

- Suspendidos
- Atirantados
- Arco

GEOMETRIA NO CONVENCIONAL

- Curvatura excesiva
- Esviajamiento excesivo

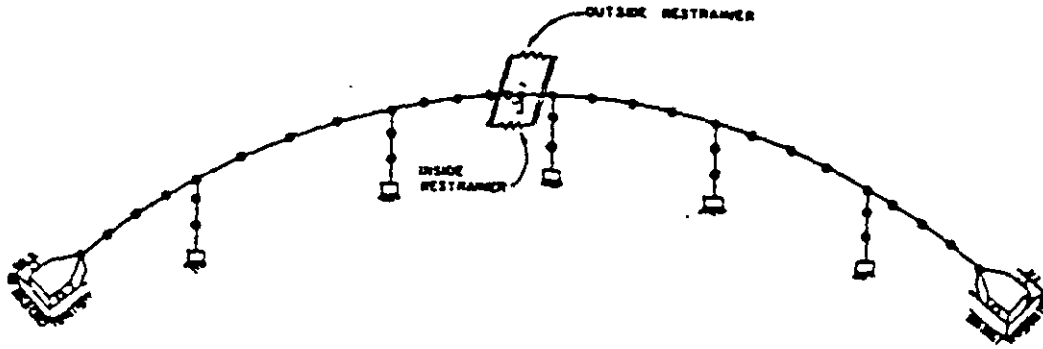
- Pilas muy altas
- Pilas de diferente altura
- Claros contínuos muy largos
- Claros discontinúos muy largos
- Subestructuras en aguas profundas

- Claros mayores
- Requisitos estéticos

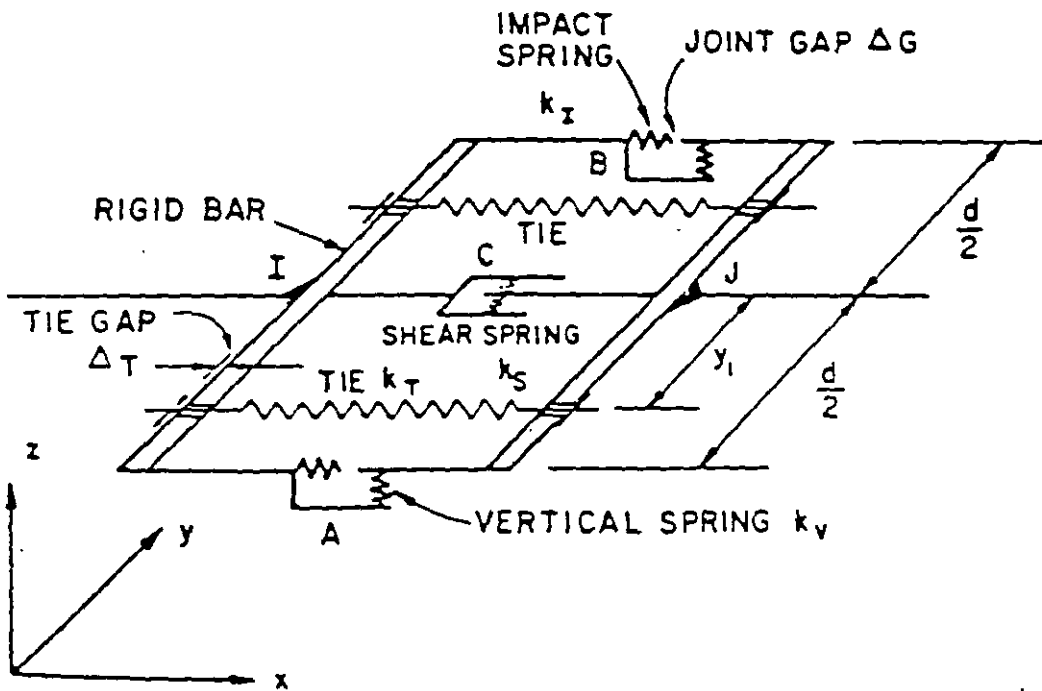
* * * * *

- Nuevos materiales
- Análisis por computadora

MODELO MATEMATICO



IDEALIZACION DE LA ESTRUCTURA



IDEALIZACION DE ARTICULACIONES

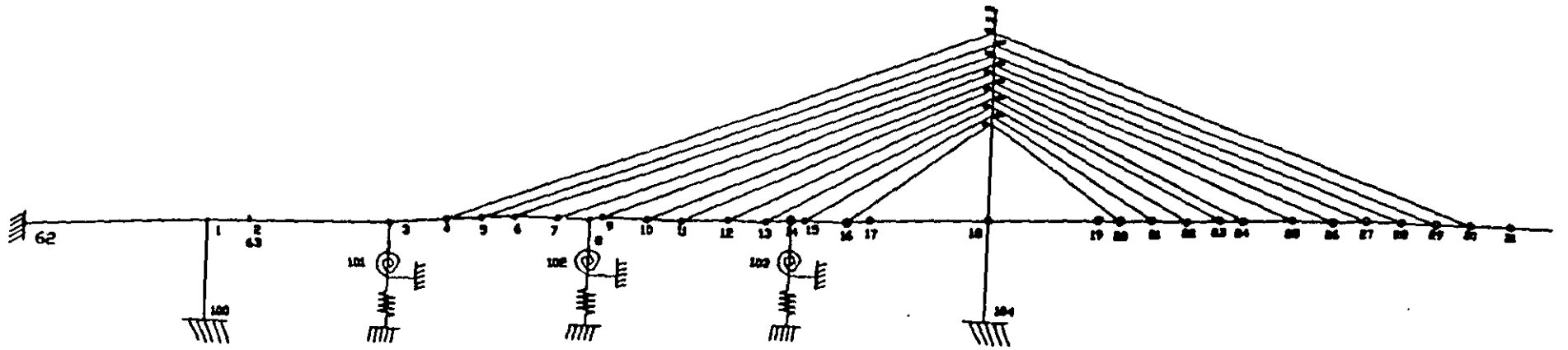
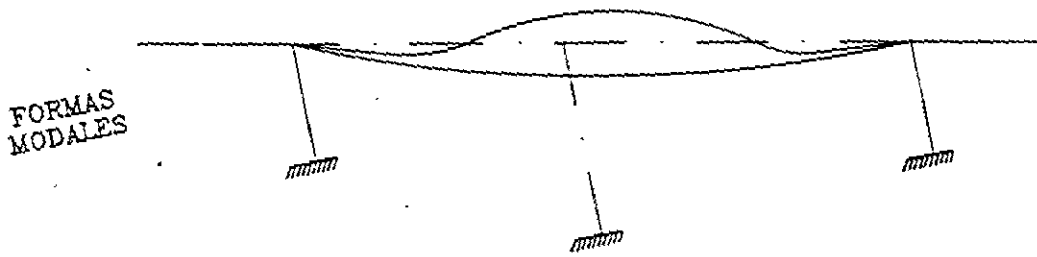
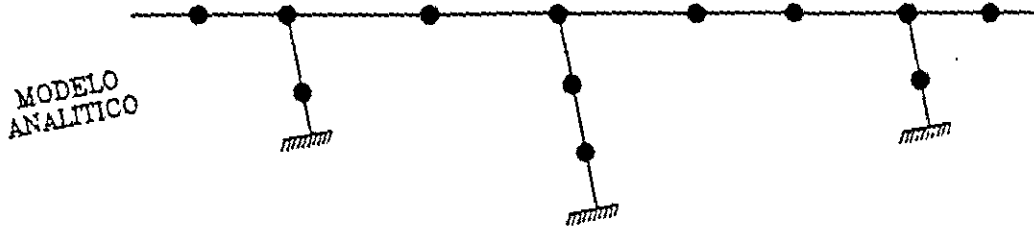
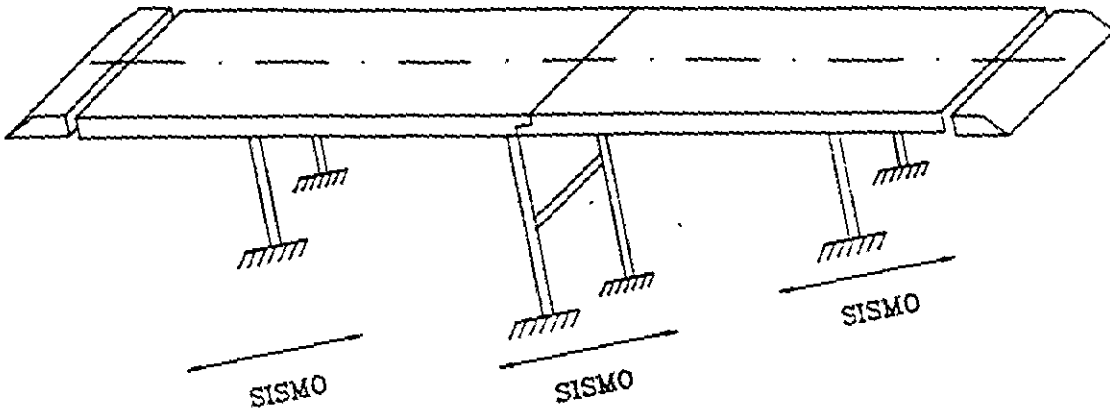


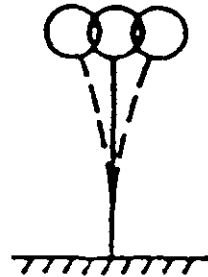
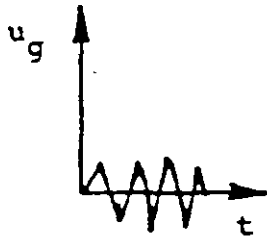
Fig 3. Finite element model



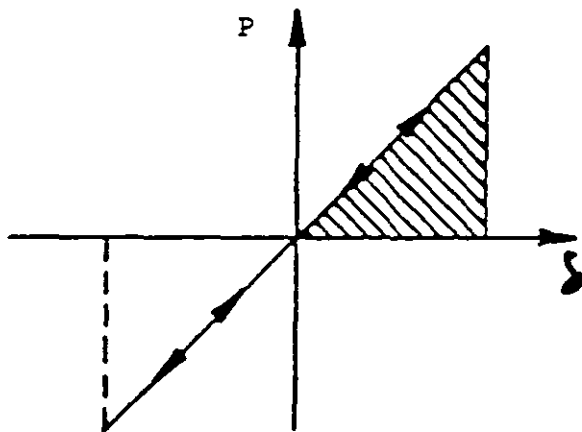
RIGIDEZ

- **SUPERESTRUCTURA**
- **APOYOS**
- **SUBESTRUCTURA**
- **CIMENTACION**

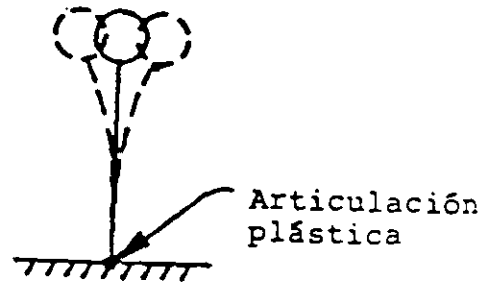
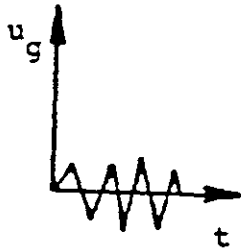
COMBINACION ORTOGONAL DE FUERZAS SISMICAS



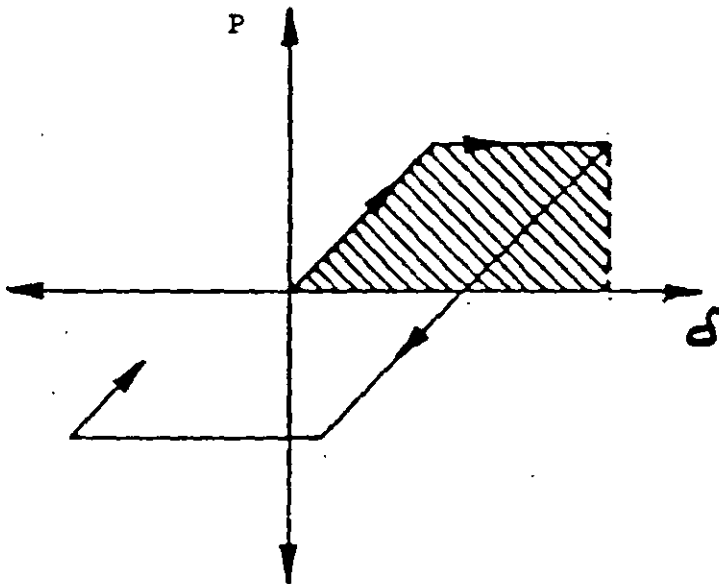
PENDULO



CARGA DESPLAZAMIENTO, RANGO ELASTICO



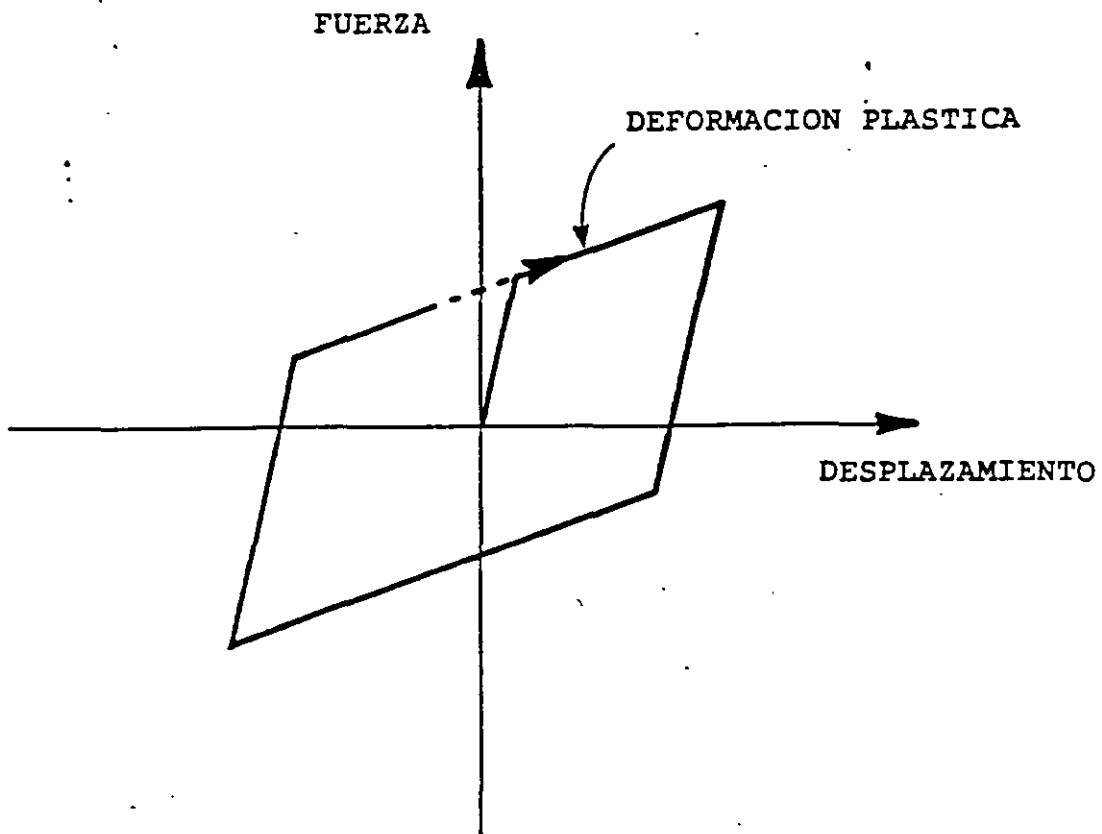
PENDULO CON ARTICULACION PLASTICA



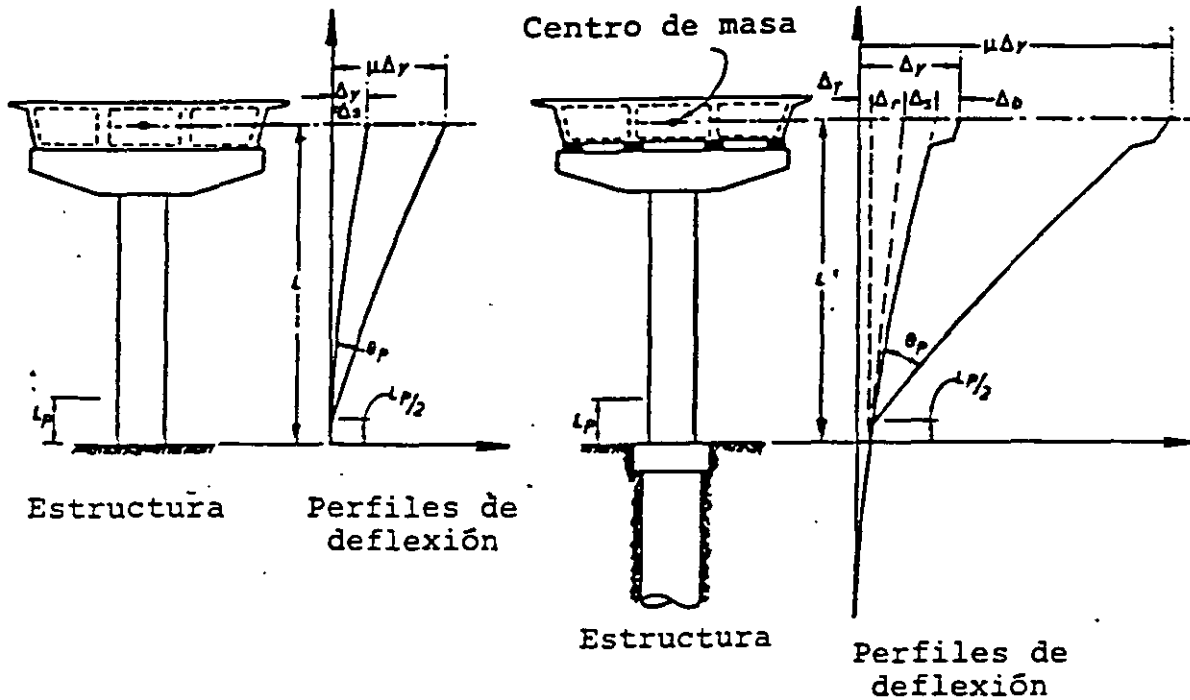
CARGA-DESPLAZAMIENTO, RANGO ELASTO-PLASTICO

DUCTILIDAD

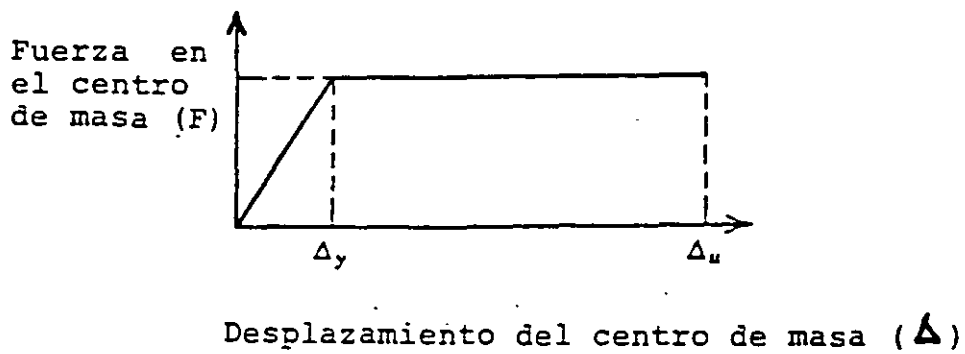
- Desplazamiento
- Curvatura



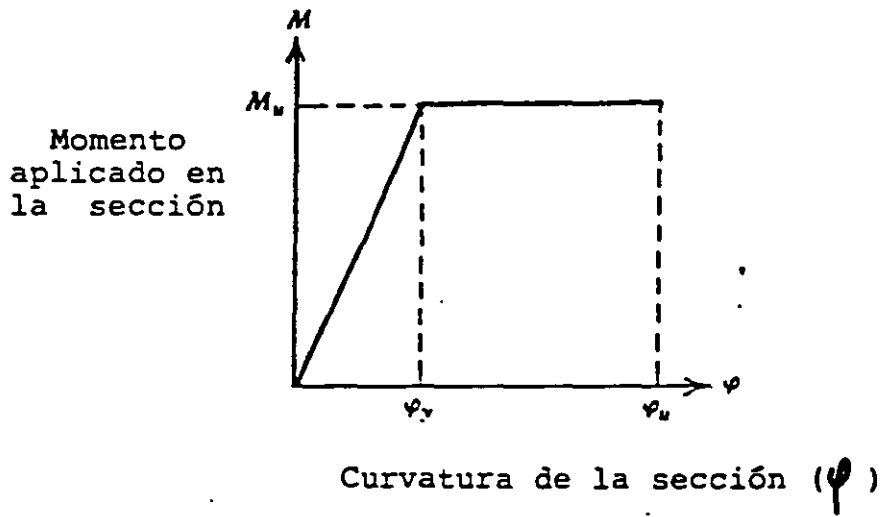
CICLO HISTERETICO IDEALIZADO



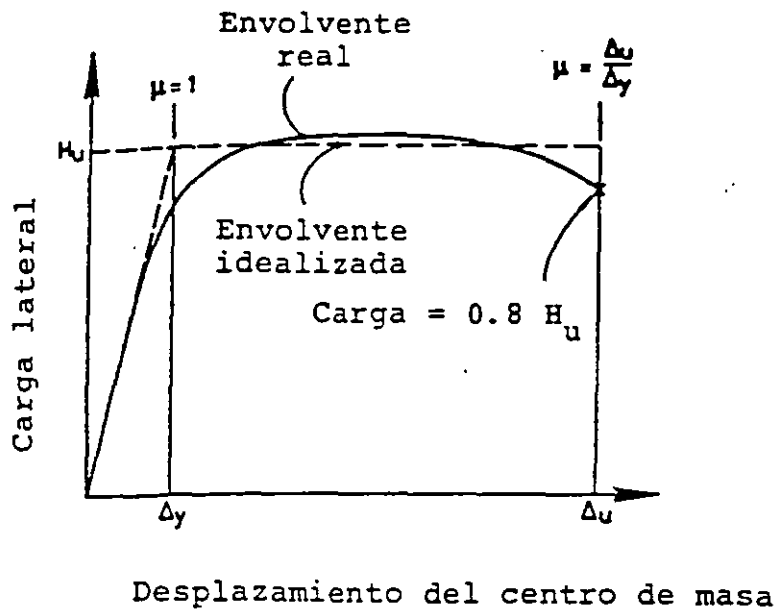
DEFORMACIONES ELASTICA E INELASTICA DE UNA COLUMNA DE UN PUENTE



IDEALIZACION DE LA CAPACIDAD DUCTIL DE LA ESTRUCTURA



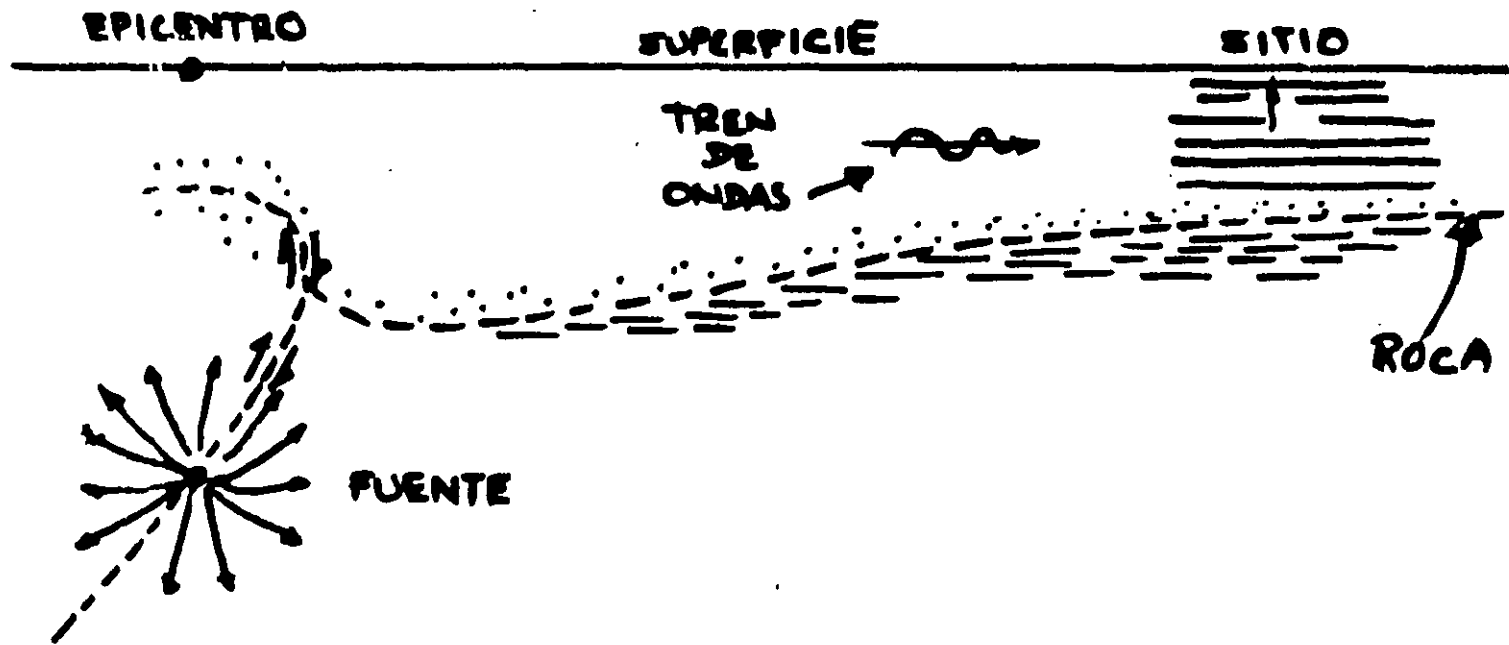
IDEALIZACION DE LA CAPACIDAD DUCTIL DE LA SECCION

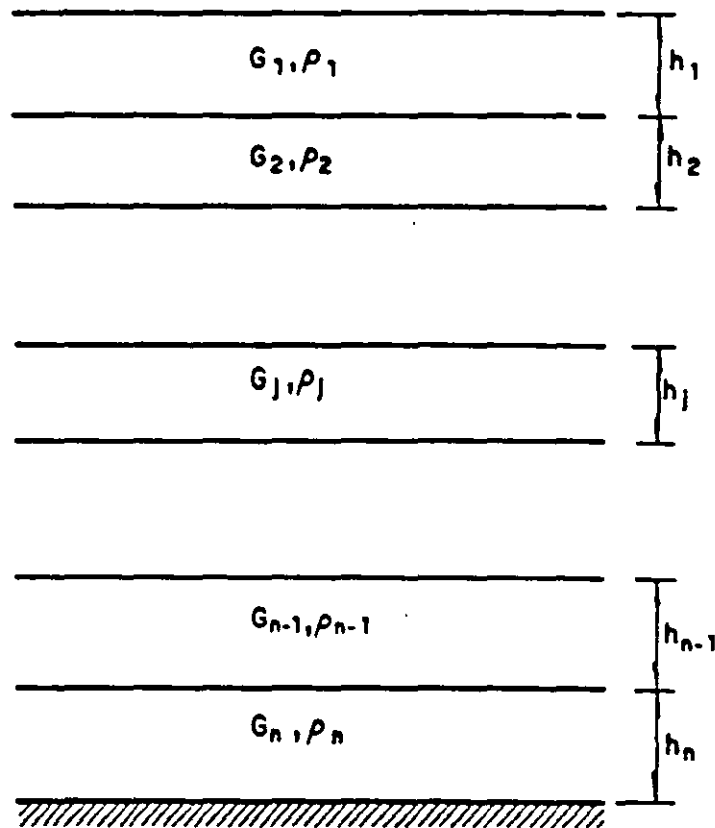
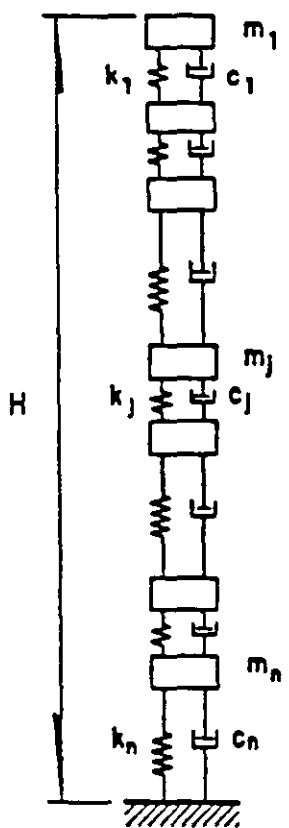


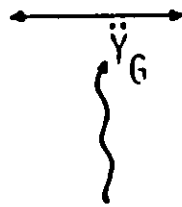
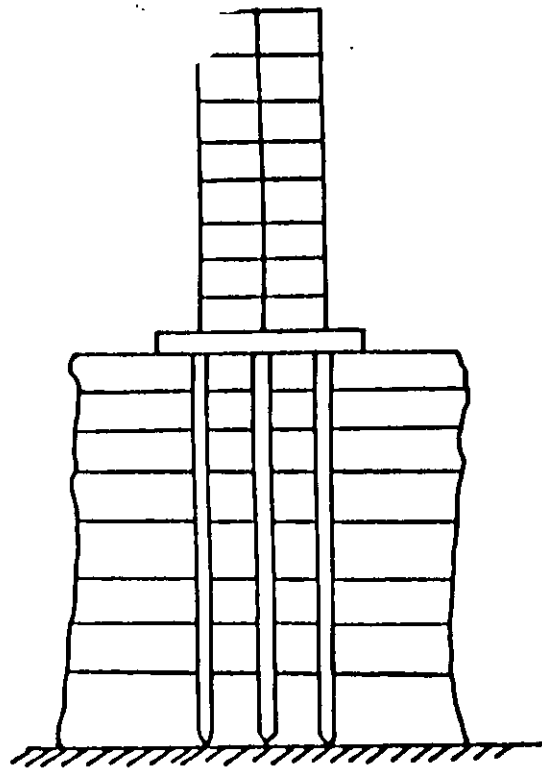
CURVA REAL CARGA-DESPLAZAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA

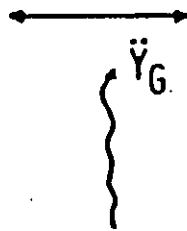
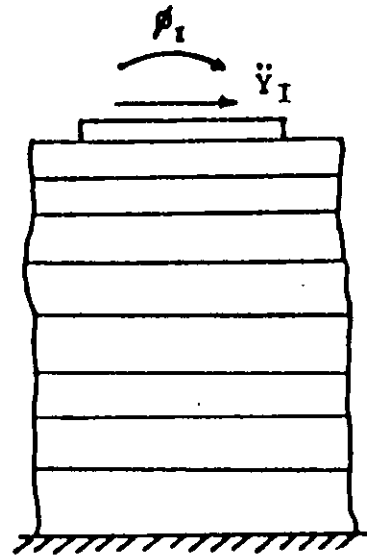
- **ZAPATAS**
- **PILOTES**
- **PILASTRONES
(PILAS COLADAS EN SITIO)**
- **CILINDROS**





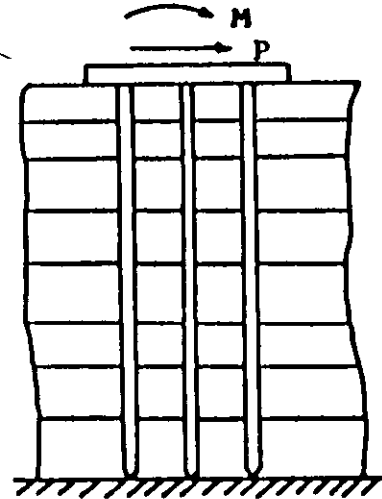


TOTAL SOLUTION

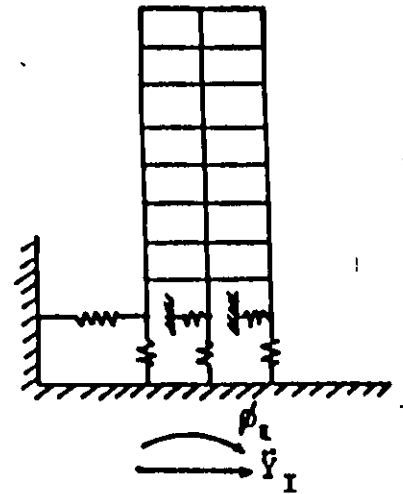


1

$$K = \begin{Bmatrix} K_{xx} & K_{x\phi} \\ K_{\phi x} & K_{\phi\phi} \end{Bmatrix}$$

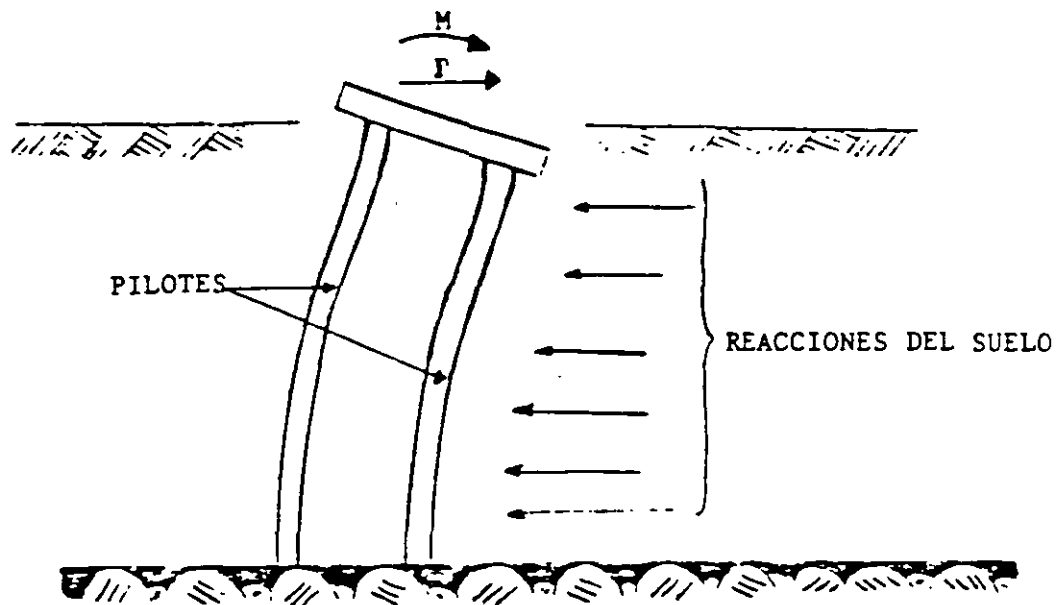


2

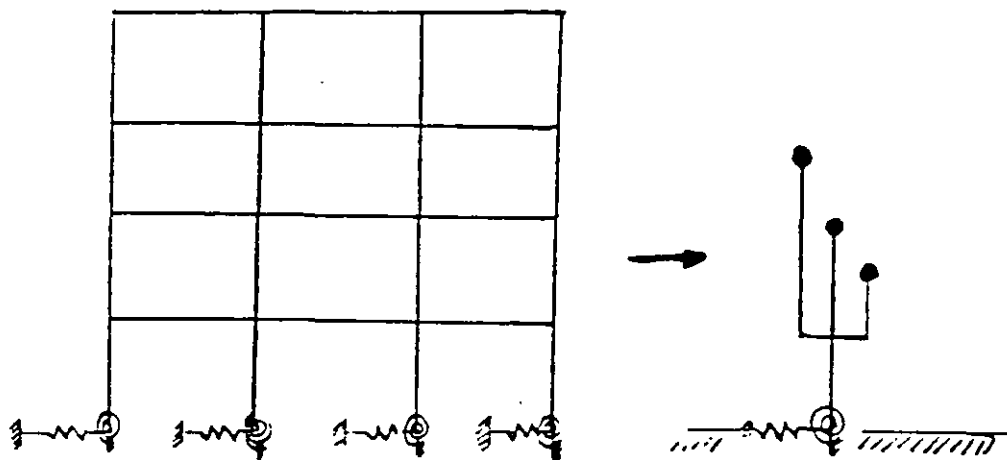


3

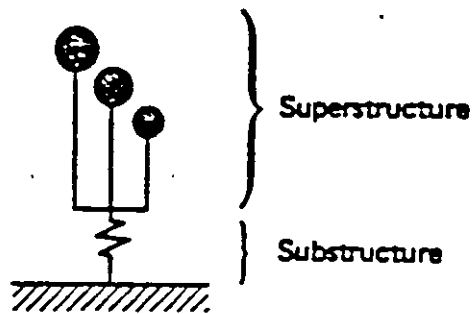
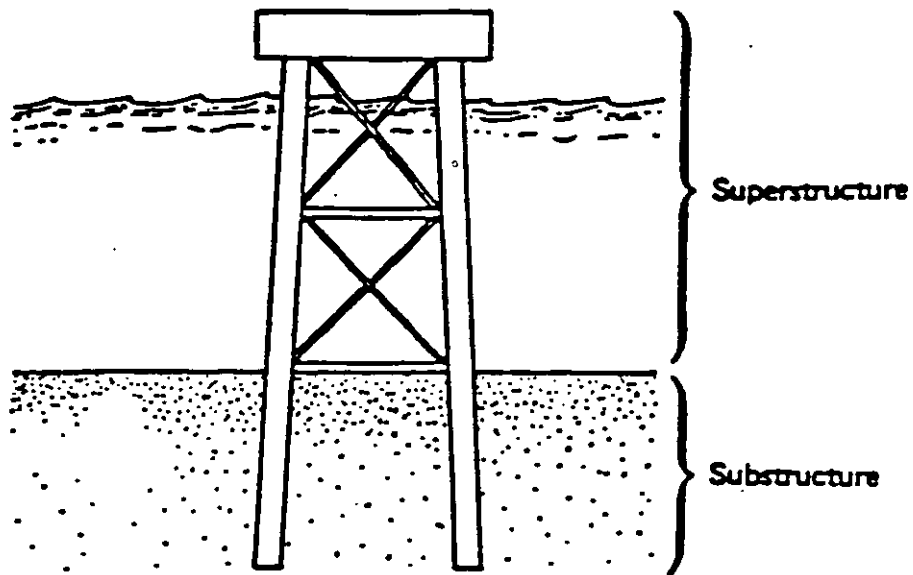
THE 3-STEP SOLUTION



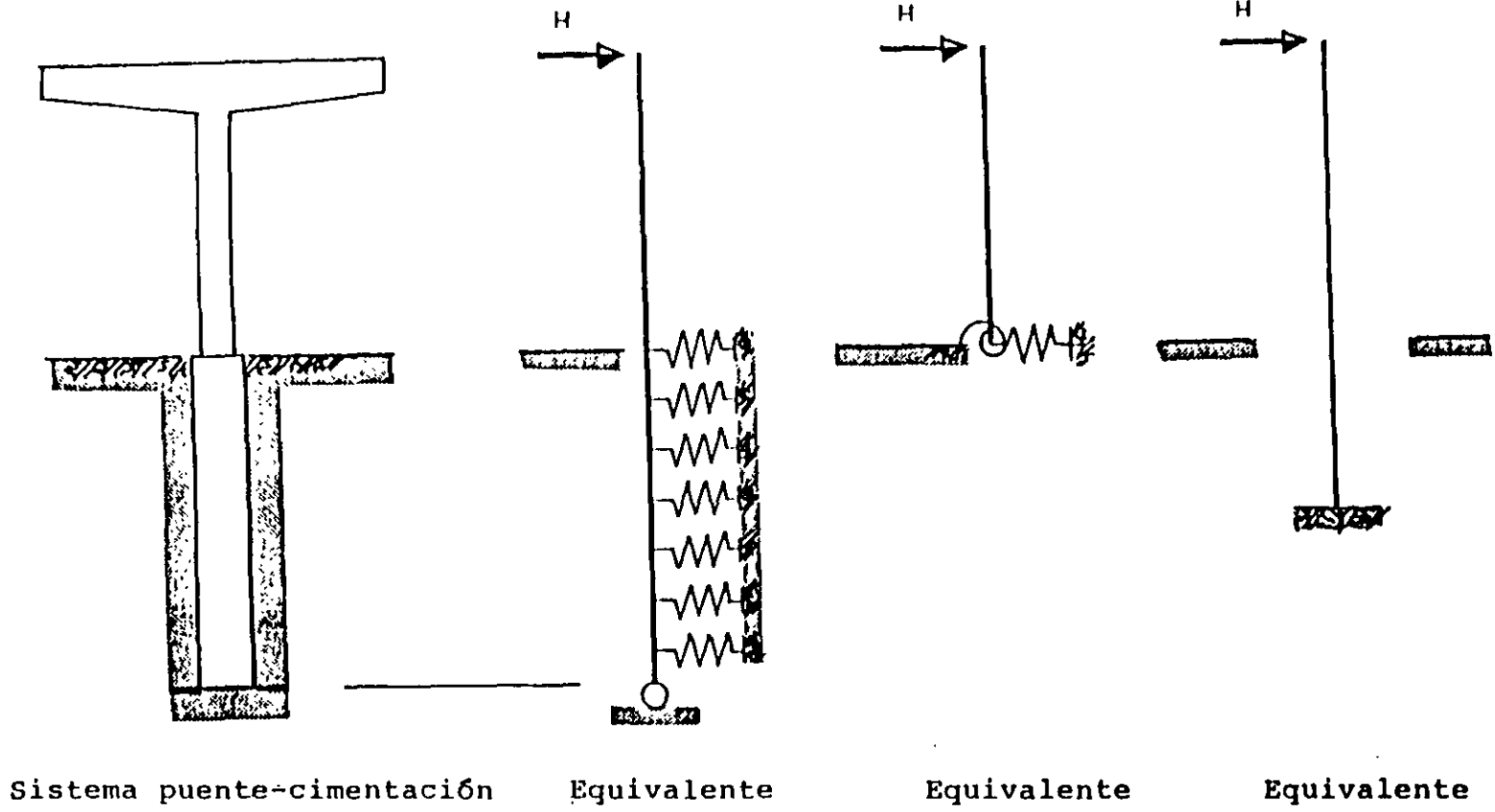
INTERACCION SUELO-PILOTES



MODELOS DE ANALISIS SIMPLIFICADO



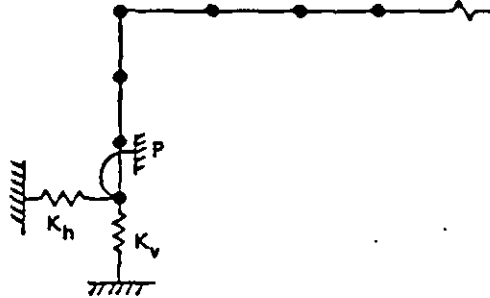
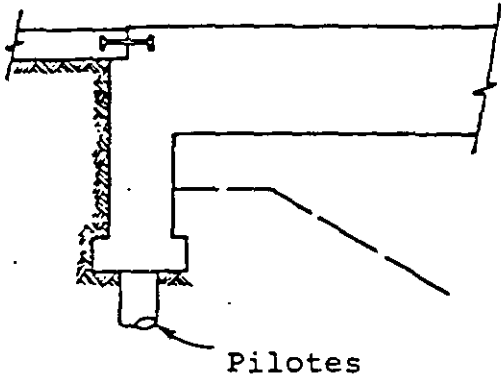
- Analytical Model of Soil-Pile-Structure System



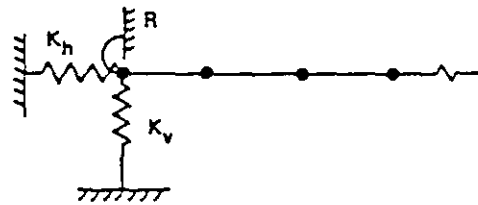
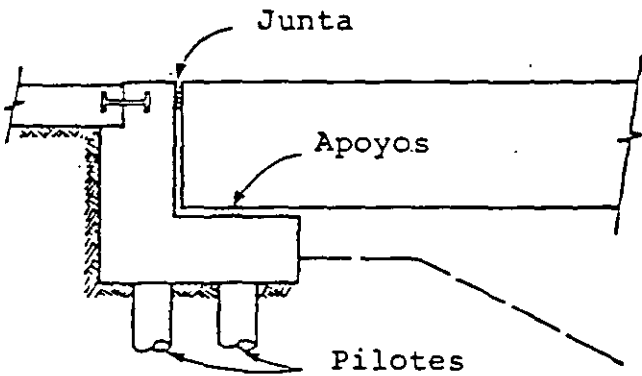
MODELOS PARA REPRESENTAR LA RIGIDEZ DE LA CIMENTACION

k_n = rigidez a compresión del relleno

k_v = rigidez axial de pilotes y suelo



Estribo monolítico



k_n = rigidez de cortante de apoyos

k_v = rigidez axial de pilotes y suelo

Estribo no monolítico

OBJETIVOS:

- 1) METODO DE ANALISIS DINAMICO PARA GRUPOS DE PILOTES
- 2) MATRIZ DE RIGIDECES EN LA CABEZA DEL GRUPO DE PILOTES (FUNCIONES DE IMPEDANCIA)

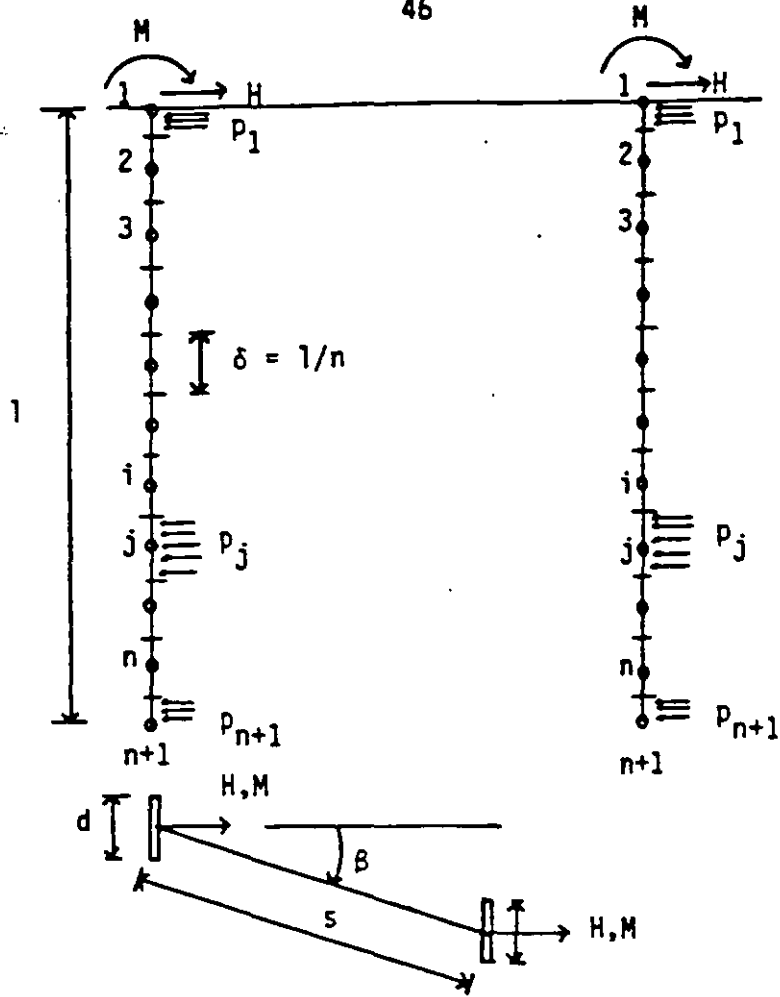
ANTECEDENTES

INTERACCION SUELO-PILOTE AISLADO

METODOS DE ANALISIS :

- 1) ESTATICO
 - 1.A) DISCRETOS
 - 1.B) CONTINUOS
- 2) DINAMICO
 - 2.A) DISCRETOS
 - 2.B) CONTINUOS

(a)



(b)

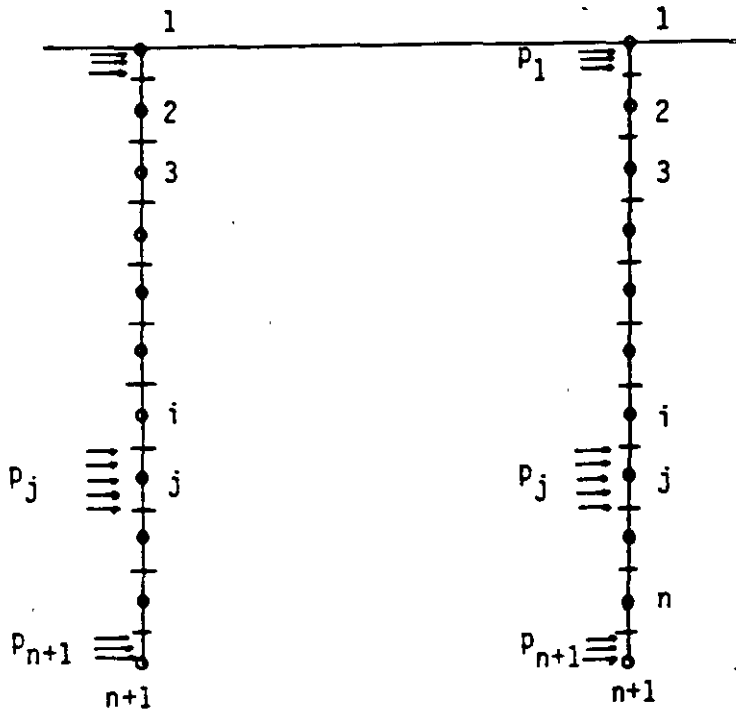


Fig 3.1 (a): Fuerzas y presiones sobre el pilote
(b): Presiones en el suelo

CIMENTACIONES CIRCULARES

TIPO DE MOVIMIENTO	K
TRASLACION VERTICAL	$4GR/(1 - \nu)$
TRASLACION HORIZONTAL	$8GR/(2 - \nu)$
GIRO DE TORSION	$16GR^3 / 3$
GIRO DE FLEXION	$8GR^3 / 3(1 - \nu)$

G = módulo de rigidez al corte del semi-espacio

ν = módulo de Poisson del semi-espacio

R = radio de la zapata

MEXICO

5.1 ESTRUCTURAS TIPO 7. PUENTES

5.1.1 ELECCION DEL TIPO DE ANALISIS

A) METODO SIMPLIFICADO DE ANALISIS

B) ANALISIS ESTATICO

C) ANALISIS DINAMICO

CRITERIOS DE ANALISIS SISMICO - ESTRUCTURAS TIPO 7

3.7.1 Elección del Tipo de Análisis

Para el análisis sísmico de estructuras tipo 7, se puede recurrir a tres métodos: a) método simplificado de análisis, b) método de análisis estático y c) método de análisis dinámico. El método simplificado de análisis que se describe en la sección 3.7.2 solo es aplicable a puentes regulares. Aquellos puentes que posean un cierto grado de irregularidad se analizarán con el método estático, y aquellos puentes aún más irregulares y los puentes especiales, con el método dinámico.

3.7.2 Método Simplificado de Análisis

Este método será aplicable al análisis de aquellos puentes que cumplan con los siguientes requisitos:

- a) Que tengan dos o más claros o tramos
- b) Que sean rectos y que la longitud de sus tramos sea muy parecida.
- c) Que se pueda suponer que los marcos del puente trabajan de manera independiente, tanto en sentido longitudinal como transversal.
- d) Que sus claros sean menores de 40 m y el ancho de la calzada sea menor de 30 m.

El método consta esencialmente de los siguientes pasos:

1. Se elige el marco a diseñar.

2. Se obtiene la masa tributaria correspondiente.
3. Se calcula la rigidez lineal del marco en el sentido de análisis.
4. Se obtiene el período fundamental de vibración.
5. Se calcula el valor de c correspondiente al período fundamental de vibración y se define el factor de ductilidad Q del marco.
6. La fuerza lateral equivalente E se obtiene con

$$E = \frac{c}{Q}W \quad 7.1$$

donde W es el peso de la masa tributaria.

3.7.3 Método de Análisis Estático

Este método será aplicable al análisis de aquellos puentes que cumplan con los siguientes requisitos:

- a) Que tengan dos o más claros o tramos
- b) Que sean rectos o alojados horizontalmente en curvas de poco grado
- c) Que la longitud de sus tramos sea muy parecida.
- d) Que la fuerza sísmica se distribuya en todos los marcos resistentes.
- e) Que la relación de la rigidez lineal de toda la superestructura y la rigidez transversal de la superestructura sea menor que 2.
- f) Que sus claros sean menores de 120 m y el ancho de la calzada no supere los 30 m.

La aplicación de este método se lleva a cabo de la siguiente manera:

1. Se aplica una carga uniforme horizontal de magnitud unitaria, en dirección perpendicular a la superestructura.
2. Se obtienen los desplazamientos y elementos mecánicos resultantes de la aplicación de la carga uniforme.
3. Con base en los desplazamientos calculados en el paso anterior se escala el valor de la carga uniforme para que produzca un

desplazamiento horizontal máximo de 1 cm en la estructura.

4. Se calcula la rigidez lineal total de la estructura multiplicando la longitud por el nuevo valor de la carga uniforme.
5. Se calcula la carga muerta total de la estructura.
6. Se determina el período natural de vibración.
7. Se calcula el valor de c correspondiente al período fundamental de vibración y se define el factor de ductilidad Q de la estructura.
8. La fuerza lateral equivalente (E) se obtiene con

$$E = \frac{c}{Q} W \quad 7.2$$

donde W es el peso de la carga muerta total.

9. La fuerza E se transforma en una carga uniforme equivalente.

Efectos bidireccionales

Los efectos de ambas componentes horizontales del movimiento del terreno se combinarán tomando, en cada dirección que se analice el puente, el 100% de los efectos de la componente que obra en esa dirección y el 30% de los efectos de la que obra perpendicularmente a ella, con los signos que para cada concepto resulten más desfavorables.

3.7.4 Métodos de Análisis Dinámico

Cuando no se satisfagan los requisitos para aplicar cualquiera de los métodos de análisis estático se emplearán como métodos de análisis dinámico los siguientes:

- a) Análisis modal
- b) Análisis por integración paso a paso

- a) Análisis modal

La participación de cada modo natural de vibración en las fuerzas

que actúan sobre la estructura se definirá con base en las aceleraciones espectrales de diseño reducidas de acuerdo como se indica en el capítulo 3.

Las respuestas modales S_i (donde S_i puede ser fuerza cortante, fuerza axial, desplazamiento lateral, momento flexionante, etc.), se combinarán para calcular las respuestas totales S de acuerdo con la expresión

$$S = (\sum S_i^2)^{1/2} \quad 7.3$$

b) Análisis paso a paso

Si se emplea este método, podrá acudirse a acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados, o combinaciones de estos siempre y cuando sus intensidades y duraciones sean compatibles con lo especificado en el capítulo 3.

Efectos bidireccionales

Cualquiera que sea el método de análisis dinámico que se emplee, los efectos de movimientos horizontales del terreno en direcciones ortogonales, se combinarán como se especifica en relación con el método de análisis estático.

3.7.5 Estados Limite de Servicio

Además del cálculo de las longitudes de apoyo y holguras para tener en cuenta los efectos por cambios de temperatura, fluencia y contracción del concreto, se deben calcular las longitudes de apoyo para tomar en cuenta los efectos del sismo.

Longitud de apoyo

La longitud mínima de apoyo D (en mm), de las trabes o tableros sobre la subestructura se calculará como sigue

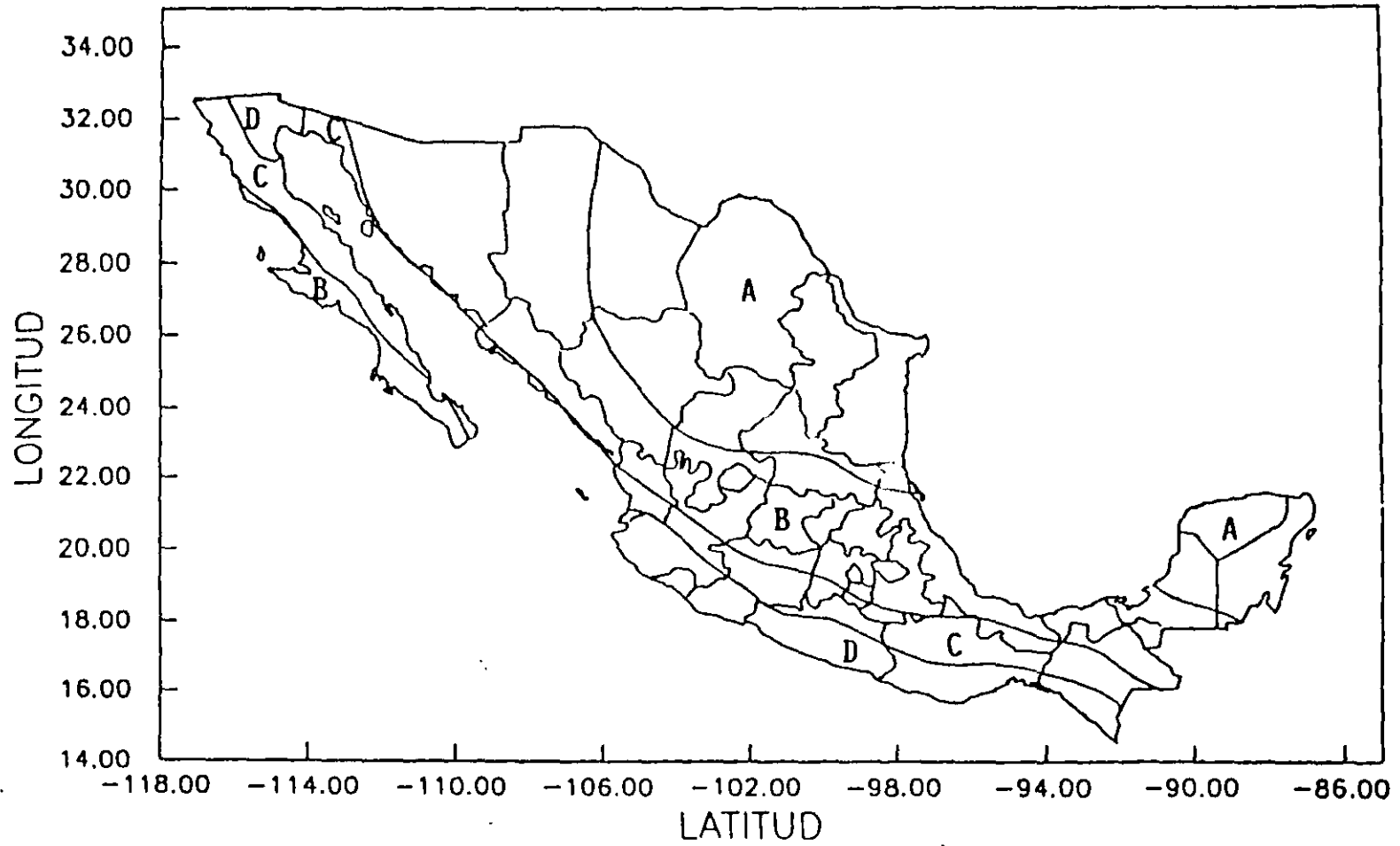
donde L es : a) la longitud, en metros, entre dos apoyos adyacentes; b) la longitud entre el apoyo y la junta de expansión más cercana; o, c) la suma de las longitudes a los lados de una articulación dentro de un claro; H es : a) la altura de la pila, en metros, cuando está formada por una o varias columnas; b) la altura promedio de las columnas o pilas más cercanas, si se trata de una junta de expansión; o, c) la altura promedio de las columnas entre el estribo y la junta de expansión más cercana que soporta la superestructura, si se trata de un estribo; $H=0$ para puentes de un solo tramo.

Movimientos relativos

Además de los efectos anteriores, los puentes deben ser diseñados para soportar los efectos de movimientos relativos ocasionados por los mismos movimientos sísmicos o por fallas del terreno.

3.7.6 Interacción Suelo-Estructura

Como una aproximación a los efectos de la interacción suelo-estructura será válido incrementar el período fundamental de vibración y los desplazamientos calculados en el puente bajo la hipótesis de que éste se apoya rígidamente en su base, de acuerdo con las expresiones reportadas en el capítulo 6.



Regionalización sísmica de la República Mexicana

Tabla 3.1 Espectros de diseño para estructuras del grupo B

Zona sísmica	Tipo de suelo	a_0	c	T_a (s)	T_b (s)	r
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III	0.05	0.20	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.36	0.36	0.0	0.6	1/2
	II	0.64	0.64	0.0	1.4	2/3
	III	0.64	0.64	0.0	1.9	1
D	I	0.50	0.50	0.0	0.6	1/2
	II	0.86	0.86	0.0	1.2	2/3
	III	0.86	0.86	0.0	1.7	1

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}; \quad \text{si } T < T_a \quad (3.1)$$

$$a = c; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b \quad (3.2)$$

$$a = c \left(\frac{T_b}{T} \right)^r; \quad \text{si } T > T_b \quad (3.3)$$

a_0 = coeficiente de aceleración del terreno

T = periodo natural de interés

r = exponente

c = coeficiente sísmico

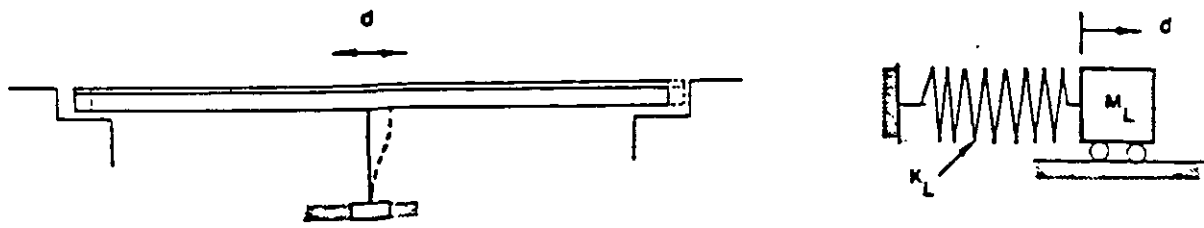
A) METODO SIMPLIFICADO DE ANALISIS

HIPOTESIS: LOS MARCOS DEL PUENTE TRABAJAN DE MANERA INDEPENDIENTE

LA FUERZA SE CALCULA CON BASE EN UN CRITERIO DE AREAS TRIBUTARIAS

- i) SE CALCULA LA RIGIDEZ TRANSVERSAL DEL MARCO EN EL SENTIDO DE ANALISIS
(k)
- ii) SE OBTIENE LA CARGA MUERTA TRIBUTARIA
(w)
- iii) SE OBTIENE EL PERIODO NATURAL DE VIBRACION

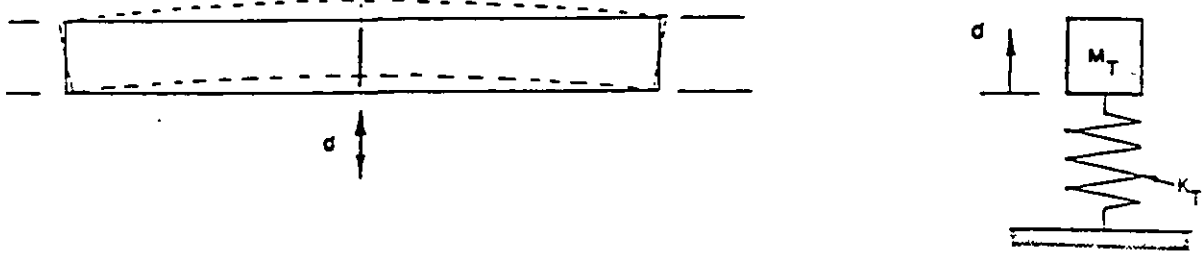
$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$



K_L = rigidez en la dirección longitudinal

M_L = masa total de la superestructura

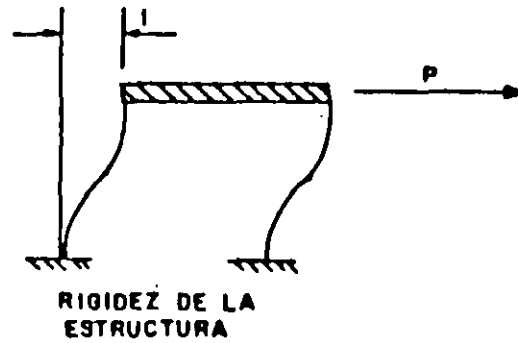
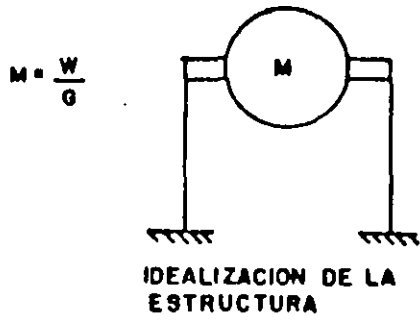
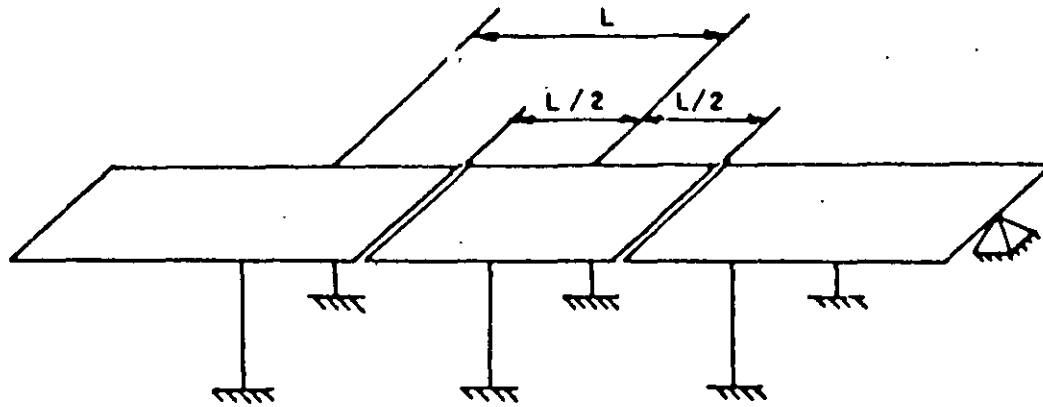
MODELO EQUIVALENTE PARA ANALISIS LONGITUDINAL



K_T = rigidez equivalente en la dirección transversal

M_T = masa equivalente en la dirección transversal

MODELO EQUIVALENTE PARA ANALISIS TRANSVERSAL

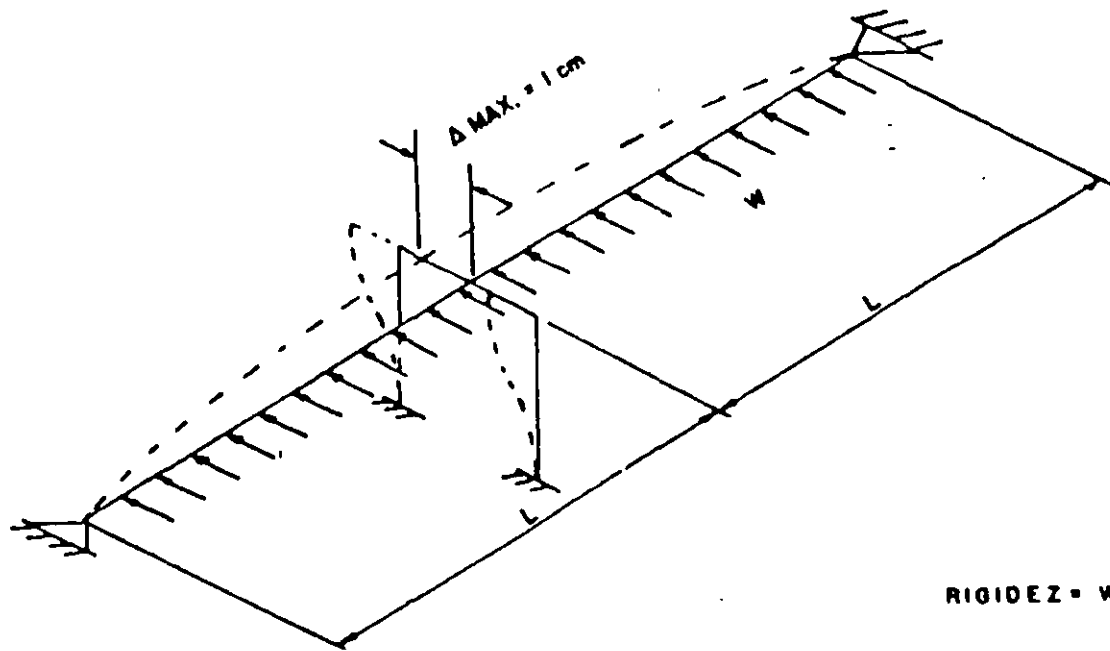


METODO SIMPLIFICADO DE ANALISIS

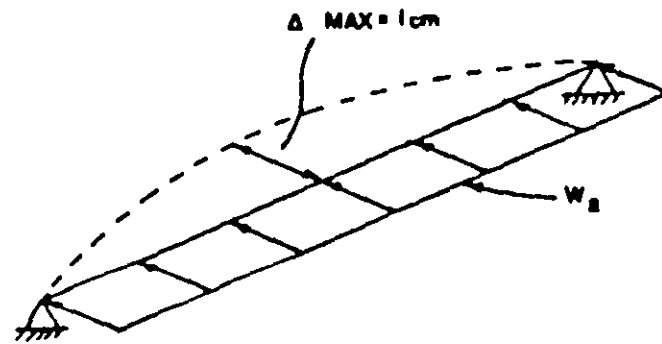
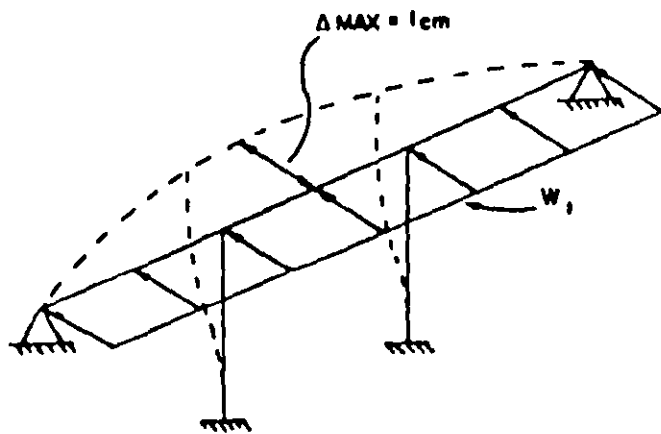
B) ANALISIS ESTATICO. METODO DE LA CARGA UNIFORME

- SE TOMA EN CUENTA LA CONTINUIDAD DE LA ESTRUCTURA
 - LA FUERZA SISMICA SE DISTRIBUYE ENTRE TODOS LOS ELEMENTOS DEL PUENTE
- i) SE APLICA UNA CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA (Q) EN EL SENTIDO DE ANALISIS
 - ii) SE DETERMINAN LOS DESPLAZAMIENTOS Y ELEMENTOS MECANICOS ORIGINADOS POR LA CARGA
 - iii) SE DETERMINA UN FACTOR DE AJUSTE DE TAL MANERA QUE EL MAXIMO DESPLAZAMIENTO PROVOCADO POR Q SEA 1 (K)
 - iv) SE MULTIFICA LA CARGA Q (YA AFECTADA POR EL FACTOR DE AJUSTE) POR LA LONGITUD DE LA ESTRUCTURA (K)
 - v) SE DETERMINA EL PESO TOTAL DE LA SUPERESTRUCTURA (W)
 - vi) SE OBTIENE EL PERIODO NATURAL DE VIBRACION

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{9K}}$$



METODO DE LA CARGA UNIFORME

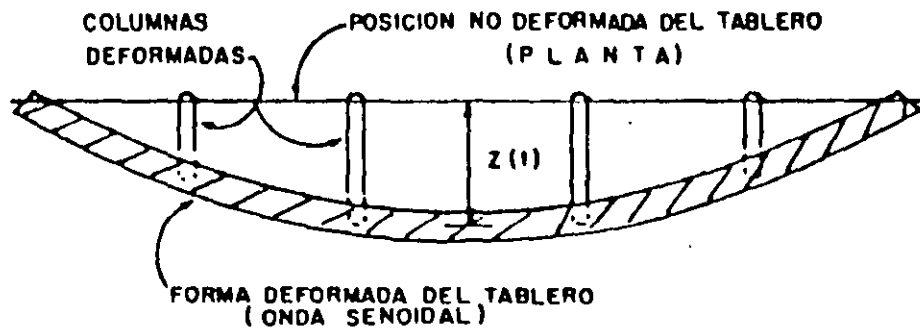


INDICE DE RIGIDEZ = $\frac{W_1}{W_2}$

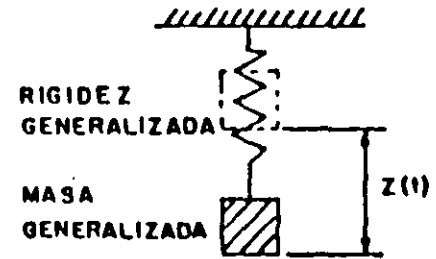
b) ANALISIS ESTADICO. METODO DE LA COORDENADA GENERALIZADA

- i) SE SUPONE EL MODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION (LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL)
- ii) SE EXPRESA EL MODO FUNDAMENTAL EN FUNCION DE UN DESPLAZAMIENTO GENERALIZADO.
- iii) SE DEFINE LA PARTE DE LA SUPERESTRUCTURA QUE SE CONSIDERARA EN EL ANALISIS
- iv) SE CALCULA EL PESO DE LA PARTE ELEGIDA DE LA SUPERESTRUCTURA (W)
- v) SE DETERMINA LA RIGIDEZ DE LOS MIEMBROS VERTICALES QUE SOPORTAN LA PARTE ELEGIDA DE LA SUPERESTRUCTURA (K)
- vi) SE OBTIENE EL PERIODO NATURAL DE VIBRACION

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}}$$



FORMA MODAL SUPUESTA

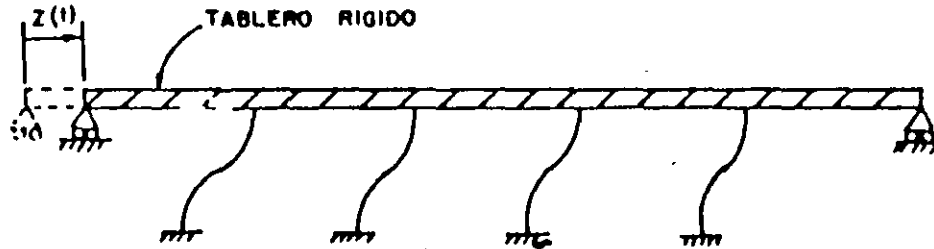


SISTEMA GENERALIZADO DE UN GRADO DE LIBERTAD

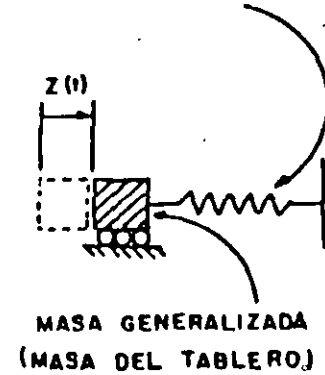
METODO DE LA COORDENADA GENERALIZADA
(TRANSVERSAL)

Hex/9

RIGIDEZ GENERALIZADA
(SUMA DE LAS RIGIDECES A CORTANTE DE LAS COLUMNAS)



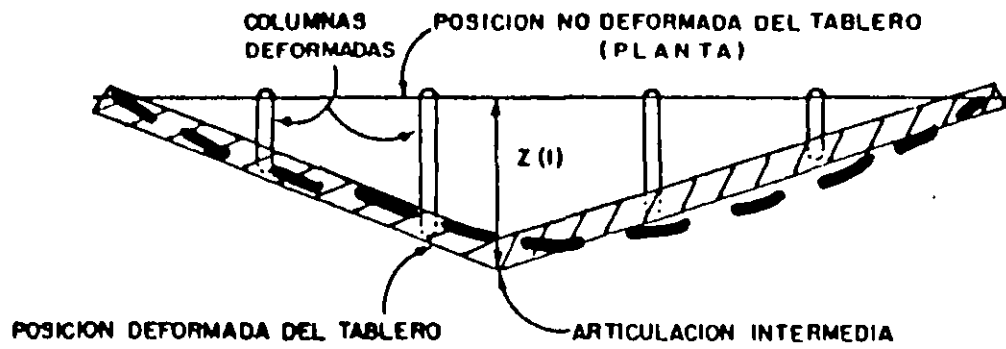
FORMA MODAL SUPUESTA



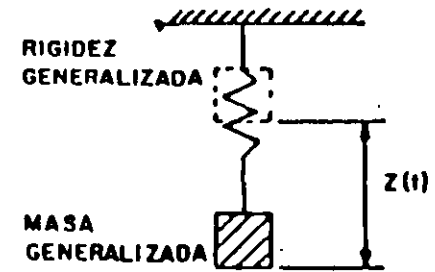
SISTEMA GENERALIZADO
DE UN GRADO DE LIBERTAD

METODO DE LA COORDENADA GENERALIZADA
(LONGITUDINAL)

REV/9



FORMA MODAL SUPUESTA

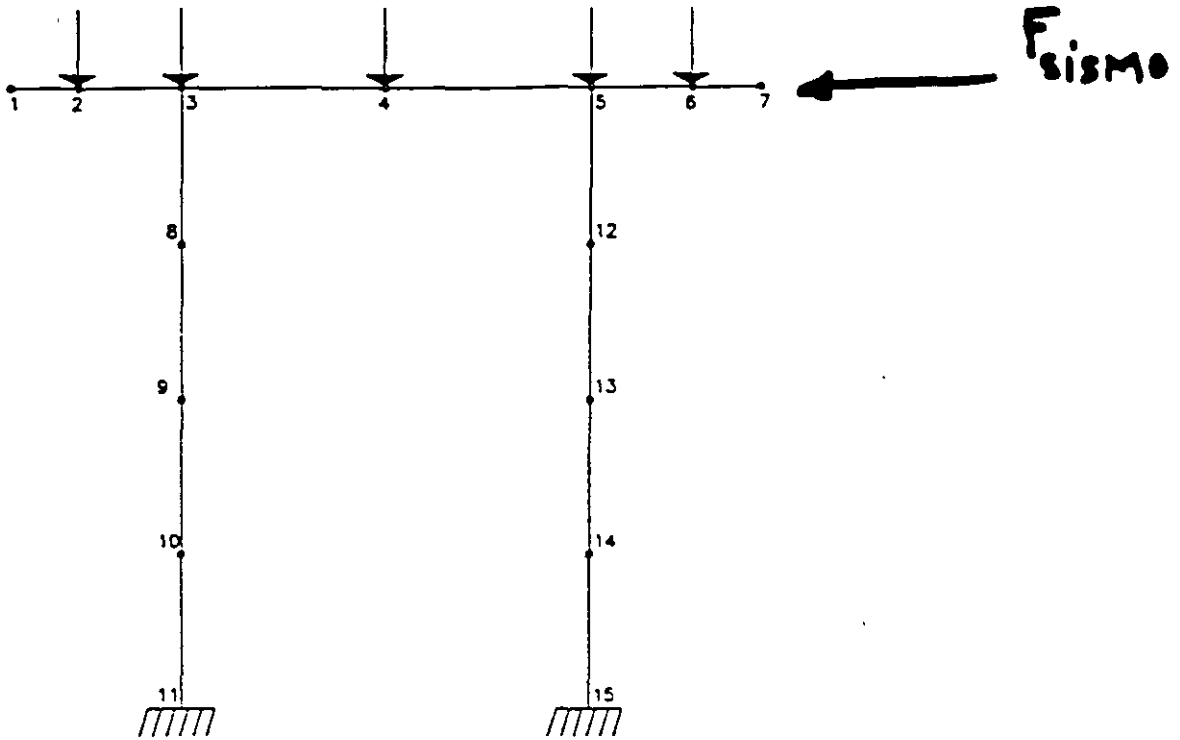


SISTEMA GENERALIZADO DE UN GRADO DE LIBERTAD

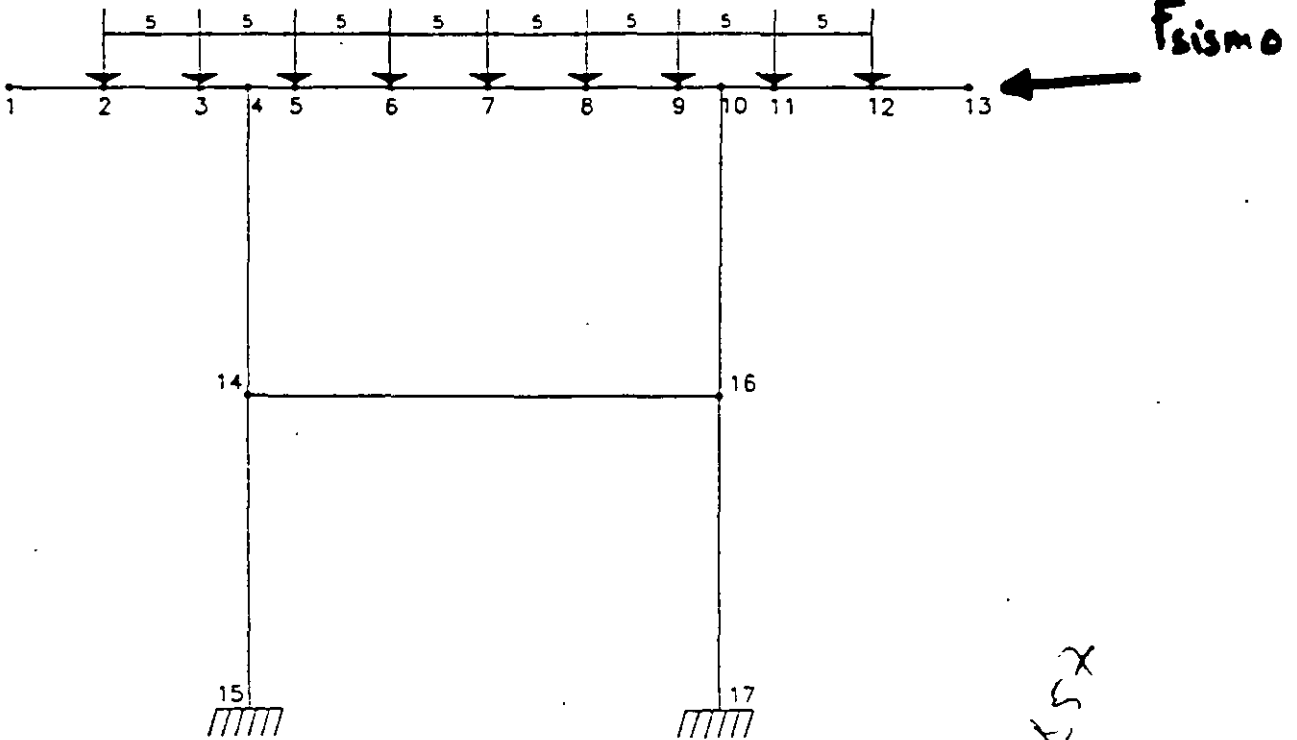
c) ANALISIS DINAMICO

- ANALISIS MODAL ESPECTRAL
- ANALISIS PASO A PASO

PILCAB 8
CASE = 5, ANCHO DE 8m. 5 TRABES, 2 COLUMNAS



PILCAB 8
CASE=6, ANCHO DE 12.5m., 2 COLUMNAS, 1 TRAVESAÑO, 9 TRABES



152

DISEÑO SISMICO DE PUENTES

TEMA 6 COMPORTAMIENTO SISMICO DE PUENTES CON ELEMENTOS DISIPADORES DE ENERGIA

**Profesor : Ing. Marcos García Kong
Instituto de Ingeniería, UNAM**

MEXICO, 1998

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE PUENTES CON ELEMENTOS DISIPADORES DE ENERGÍA

1. PRINCIPIOS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

Los dos elementos básicos que forman un dispositivo para disipar energía son :

- 1) Un aislamiento flexible, para incrementar el periodo de vibración de la estructura y de ésta forma reducir la respuesta (aceleración), y
- 2) Un amortiguador, para que las deflexiones relativas a través del elemento flexible sean controladas. En la figura 1.1 se muestran los elementos descritos: W y w representan el peso de la super y la subestructura respectivamente, K_b representa la rigidez transversal del apoyo elastomérico, K es la rigidez de las pilas y C_b es el amortiguamiento proporcionado por el apoyo.

1.1 Cambio de periodo

Como resultado del aislamiento flexible se tiene un cambio en el periodo de vibración del sistema. La respuesta idealizada, aceleración periodo se muestra esquemáticamente en la figura 1.2 mediante un espectro de respuesta de aceleraciones. De esta figura se puede observar que cuando el

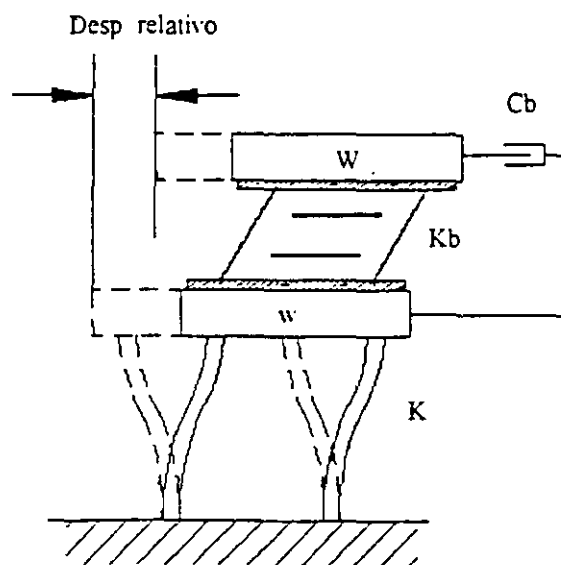


Figura 1.1 Componentes de un mecanismo disipador de energía

periodo de vibración aumenta, se reduce el cortante basal. Sin embargo, como se puede notar, la flexibilidad proporcional adicional que se necesitó para incrementar el periodo da origen a mayores desplazamientos (fig. 1.3).

1.2 Disipación de energía

Los desplazamientos relativos generados pueden ser controlados si se introduce un amortiguamiento adicional a la estructura. Esto puede verse en la figura 1.4, así como el efecto de suavización de la curva para un mayor amortiguamiento.

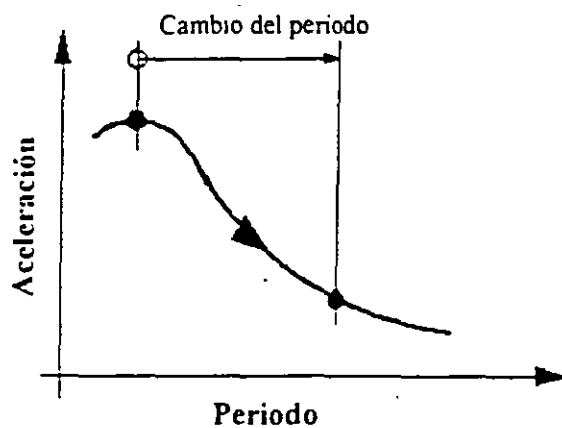


Figura 1.2 Curva idealizada del espectro de respuesta de aceleraciones.

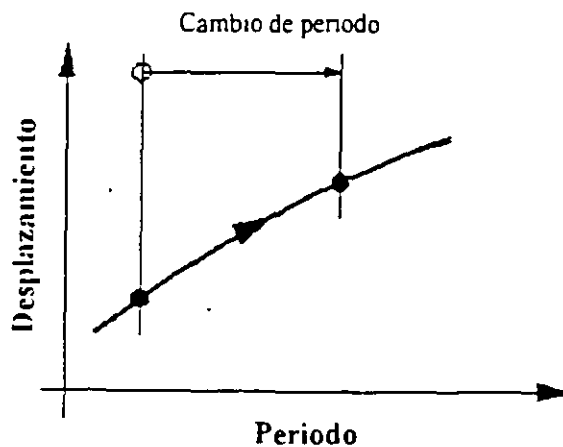


Figura 1.3 Curva idealizada del espectro de respuesta de desplazamientos.

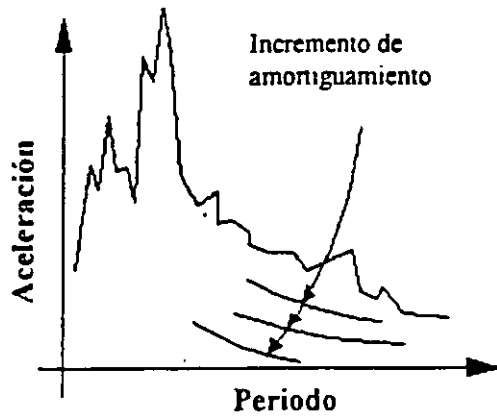


Figura 1.4 Espectro de respuesta para diferentes niveles de amortiguamiento.

Uno de los medios más efectivos de proveer un sustancial nivel de amortiguamiento es la disipación de energía por histéresis. [ref. 1]. En la figura 1.5 se muestra una curva idealizada fuerza desplazamiento, donde el área encerrada es una medida de la energía disipada durante un ciclo de movimiento. Para puentes se han desarrollado varios dispositivos mecánicos, de acero suave o plomo, los cuales pueden lograr este tipo de comportamiento.

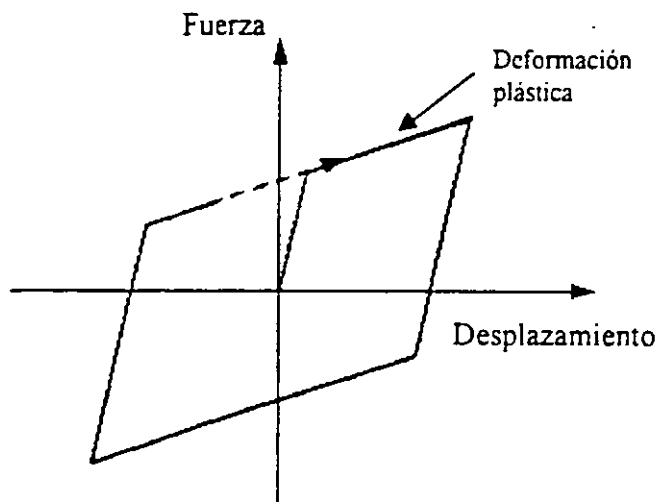


Figura 1.5 Curva de histéresis idealizada.

1.3 Rigidez bajo cargas laterales pequeñas

Mientras que una flexibilidad lateral es altamente deseable para cargas sísmicas, es claro que no es recomendable tener un sistema estructural que vibre perceptiblemente bajo cargas que ocurren frecuentemente tales como las producidas por sismos pequeños o cargas de viento. Los mecanismos disipadores de energía proveen de una rigidez y amortiguamiento aceptables deseada para resistir estas cargas (de servicio), en virtud de la alta rigidez elástica que poseen y de su capacidad para disipar energía (Fig. 1.5). De este modo las deflexiones son minimizadas.

2. MECANISMOS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA PARA PUENTES

2.1 Introducción.

A partir de 1970 se diseñaron varios tipos de dispositivos disipadores de energía, a los cuales se les han hecho un gran número de pruebas en laboratorio para conocer sus propiedades físicas [ref. 2]. Con base en el material empleado para la deformación plástica estos dispositivos pueden dividirse en dos categorías: disipadores histeréticos de acero y disipadores histeréticos de plomo.

2.2 Disipadores histeréticos de acero.

El acero fue el primer material utilizado para construir mecanismos disipadores de energía. Su elección se basó ya que era un material utilizado comúnmente en las estructuras y por lo tanto no presentaban problemas inusuales de diseño, construcción o mantenimiento, aparte de las posibles fallas en las soldaduras y concentraciones de esfuerzos. Principalmente, se ha utilizado el acero suave, ya sea el estándar británico 4360/43A o el estándar australiano CS 10308 ó CS 10208 [ref. 3], los cuales tienen esencialmente la misma composición química. Entre los mecanismos de esta categoría se encuentran los siguientes:

2.2.1 Viga torsional (fig. 2.1)

La sección rectangular sólida es de acero suave y generalmente tiene una longitud variable de 500 mm. a 1 m. Estos dispositivos se anclan en sus extremos sujetándolos a una base fija del puente mediante tornillos a cortante y sus brazos cargadores se unen a la superestructura, de modo que se generan momentos flexionantes relativos entre los brazos cargadores en cada extremo de la viga en una dirección y el centro de la viga en la otra dirección, los cuales inducen torsión en la viga. La energía es disipada por los ciclos de deformación plástica torsional [ref. 3].

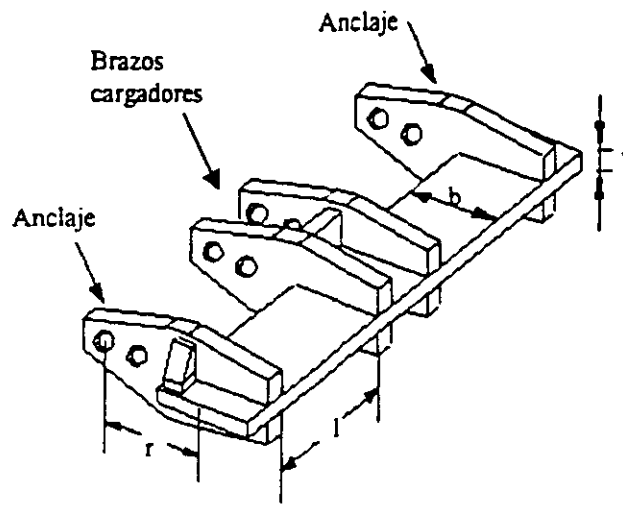


Figura 2.1 Viga torsional.

2.2.2 Viga a flexión (fig. 2.2)

Se compone de una viga corta vertical en cantiliver, de sección cuadrada o circular, la cual es plásticamente deformada primariamente a flexión y que opera para movimientos relativos en cualquier dirección horizontal. [ref. 4] Esta viga se coloca debajo de la superestructura en los estribos, como se muestra en la figura 2.3

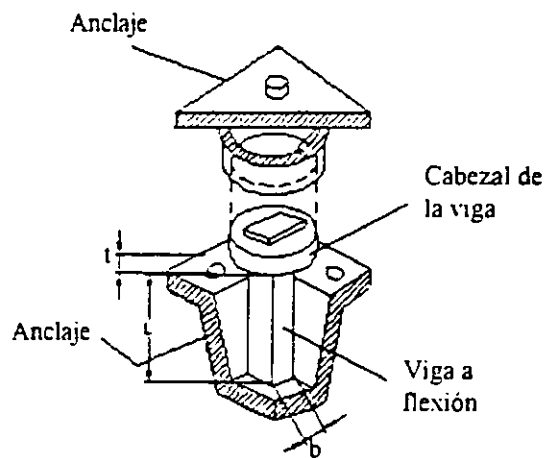


Figura 2.2 Viga a flexión

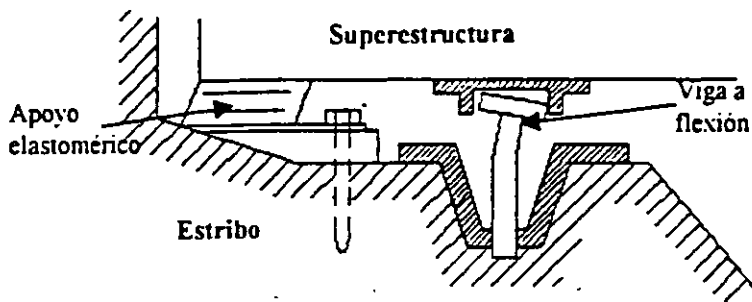


Figura 2.3 Colocación de la viga a flexión

A pesar de las propiedades de disipación de estos dos mecanismos, se tienen grandes desventajas, como: su relativa dificultad de colocación, además de que estos mecanismos requieren de un amortiguador que disminuya los desplazamientos inducidos por estos.³

2.3 Disipadores histeréticos de plomo.

La investigación en el uso de la capacidad de deformación plástica del plomo para disipadores histeréticos comenzó en 1971 con la invención del mecanismo de extrusión. Las razones de la elección del plomo son: fluye a esfuerzos relativamente pequeños, cercanos a 10 Mpa.; y su comportamiento se aproxima a un sólido plástico lineal. Por otro lado, la deformación plástica del plomo a 20° centígrados es equivalente a la deformación plástica del acero a una temperatura mayor que 400° centígrados; por lo tanto, el plomo se comporta adecuadamente bajo condiciones de fatiga durante los ciclos de deformaciones plásticas.

2.3.1 Mecanismos de extrusión de plomo (fig. 2.4)

Los momentos relativos entre el pistón y el cilindro, expulsan el plomo encerrado a través de un orificio en el cilindro. La energía es disipada durante ciclos de deformación por extrusión del plomo a través del orificio hacia atrás y adelante. Cuando el plomo es extruido, éste se recrystaliza inmediatamente, restaurándose sus propiedades mecánicas originales.

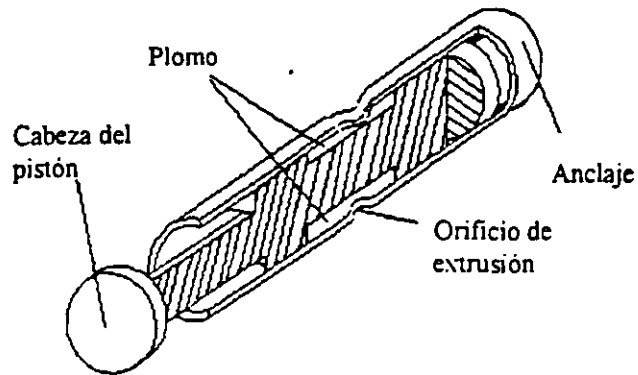


Figura 2.4 Mecanismo de extrusión de plomo

2.3.2 Apoyo elastomérico con centro de plomo (fig. 2.5)

Este mecanismo se compone de un apoyo elastomérico reforzado (placas de acero intercaladas) con un centro de plomo cilíndrico insertado a presión. Cuando el mecanismo es deformado en cortante bajo una carga sísmica, el plomo tiene una deformación plástica, de modo que la energía es disipada.

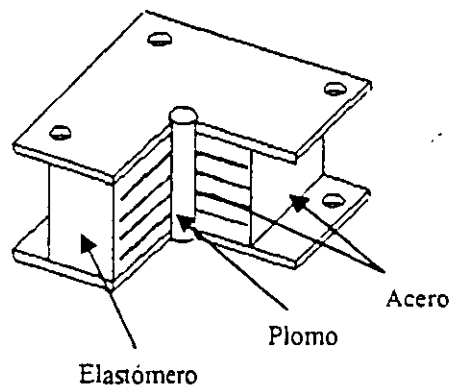


Figura 2.5 Apoyo elastomérico con centro de plomo

Los apoyos elastoméricos son muy utilizados en estructuras de puentes, ya que resultan ser un mecanismo muy práctico: pueden acomodar los movimientos provocados por flujo plástico del

concreto, así como la expansión térmica del mismo, además absorben impactos de los automóviles y permiten giros por carga viva; además de que resultan muy económicos, en comparación con cualquier otro sistema de apoyo y requieren de poco mantenimiento.

El hule natural o sintético (neopreno), tiene insertadas varias placas de acero las que tienen para 3 funciones principales:

- a) soportar el peso de la estructura
- b) proveer de elasticidad que puede sobrepasar el punto de fluencia y
- c) dar confinamiento al núcleo de plomo.

Si a estos apoyos se les incorpora un centro de plomo, este permite disipar energía durante la acción de un sismo, además de que aumenta la rigidez para soportar los efectos de cargas estáticas. El resultado es un sistema disipador de energía compacto.

El centro de plomo se deforma plásticamente y disipa energía. Este tiene dos efectos en la respuesta de un puente: el primero, es que cambia la rigidez de la estructura, resultando generalmente en un incremento del periodo natural, y el segundo, es que incrementa el amortiguamiento debido a las propiedades histeréticas de la deformación inelástica.

Este apoyo es diseñado para resistir en el rango elástico niveles bajos de cortante (como los producidos por cargas de viento) con una rigidez inicial alta (K_u) hasta que se alcanza un nivel de fluencia determinado por la resistencia característica (Q), la cual depende del diámetro del centro de plomo. La rigidez en la post-fluencia (K_d) es mantenida en un mínimo para asegurar una buena disipación de energía y una rigidez baja de la estructura durante una carga sísmica más severa. La curva de histéresis bilineal formada por estas dos rigideces (fig. 2.6) tiene una forma estable y un área encerrada grande, demostrando las propiedades de disipación de energía.

Dependiendo de la magnitud y orientación de las cargas aplicadas; estos apoyos pueden tener varios grados de rigidez:

- 1) Una alta rigidez vertical que permite soportar cargas estáticas con una deflexión vertical mínima. Esta rigidez la proporcionan las placas laminadas, ya que estas disminuyen el pandeo de las caras laterales de los apoyos por la adherencia entre los dos materiales.
- 2) Una baja rigidez horizontal ante cargas sísmicas. Esto hace que el apoyo funcione como disipador sísmico; su rigidez lateral depende de las propiedades del elastómero.
- 3) Una alta rigidez horizontal para controlar cargas laterales pequeñas debidas a viento o para evitar deflexiones laterales grandes bajo condiciones de servicio.

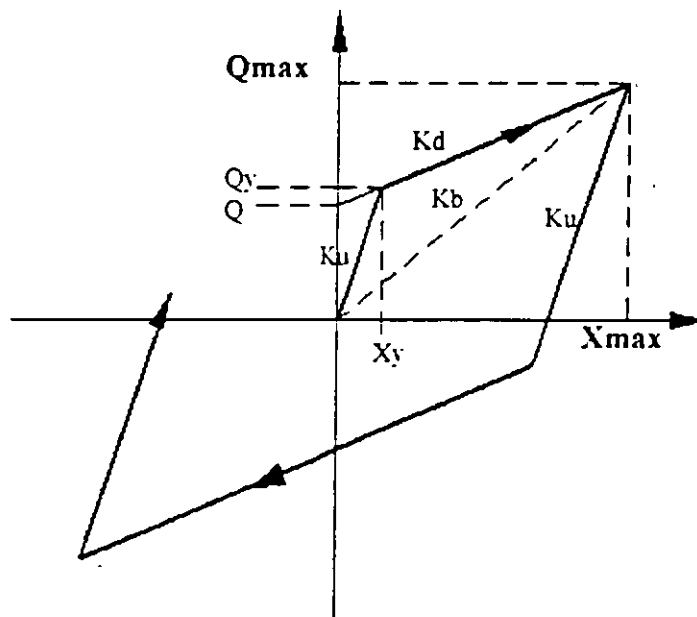


Figura 2.6 Modelo bilineal de histéresis.

Donde:

Q = Resistencia característica

Q_y = Fuerza cortante de fluencia

Q_{max} = Fuerza máxima

K_d = Rigidez en la postfluencia

K_u = Rigidez elástica (carga y descarga)

$K_b = \text{Rigidez secante del aislador} = Q_{\max} / X_{\max}$.

$X_y = \text{Desplazamiento en la fluencia}$

$X_{\max} = \text{Máximo desplazamiento}$

La determinación de la curva carga – deformación de estos dispositivos es de primordial importancia para definir modelos elásticos e inelásticos de estructuras provistas con este tipo de elementos.

De pruebas experimentales para medir los ciclos de carga – deflexión del apoyo elastomérico con centro de plomo [ref. 5], se encontró que una descripción razonable del ciclo de histéresis es un sólido bilineal con las siguientes características:

$$K_u = 10 K_b(r) \quad \text{ec.2.1}$$

$$K_d = K_b(r) \quad \text{ec. 2.2}$$

$$K_b(r) = G A / h \quad \text{ec. 2.3}$$

$$Q_y = \tau(P_b) A' \quad \text{ec. 2.4}$$

$$X_y = \tau(P_b) A(P_b) / K_b(r) \quad \text{ec. 2.5}$$

En estas ecuaciones, G es el módulo de cortante del elastómero, A es el área del apoyo elastomérico, h es la altura total del apoyo elastomérico, $\tau(P_b)$ representa el esfuerzo cortante de fluencia del plomo (aproximadamente 10 Mpa), A' denota el área a cortante del centro de plomo, A_b es el área transversal del centro de plomo y $K_b(r)$ es la rigidez del elastómero en un plano horizontal

Se encontró además que la fuerza horizontal F , requerida para deformar al apoyo horizontalmente puede ser considerada como equivalente a dos fuerzas actuando en paralelo: la primera debida a la elasticidad del elastómero y la segunda debida a la plasticidad del plomo. La elasticidad del elastómero resulta en una fuerza que es proporcional al desplazamiento mientras

que la plastificación requiere una fuerza que es independiente del desplazamiento. Por lo tanto, una buena aproximación resulta ser:

$$F = \tau(Pb) A(Pb) + Kb(r) X \tag{ec. 2.6}$$

donde X es el desplazamiento relativo de la parte superior con la parte inferior del elastómero. De esta fórmula puede verse entonces la gran dependencia del tamaño del centro de plomo con la fuerza F , con lo que el tamaño del centro de plomo puede ser usado como una variable adicional del diseño, para obtener las características deseadas del sistema disipador.

Los efectos conceptuales de las variaciones geométricas tanto del centro de plomo como del elastómero se resumen en la figura 2.7. El tamaño del centro de plomo es proporcional a la fuerza de fluencia del aislador, mientras que la rigidez en la post-fluencia es proporcional a la rigidez del elastómero, por lo tanto, incrementa cuando el tamaño en planta del apoyo elastomérico incrementa y cuando su altura decrece.

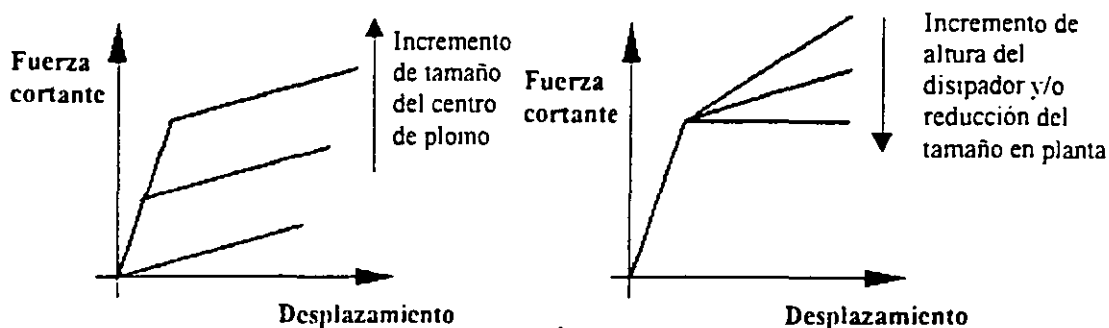


Figura 2.7 Efecto de variaciones geométricas del centro de plomo y del elastómero en la respuesta total.

2.4 Selección del tipo de disipador.

La selección de un mecanismo disipador en particular, depende de varios parámetros: el costo, el mérito técnico y su adaptabilidad a la aplicación requerida.

Es opinión general, que el apoyo elastomérico con centro de plomo es la mejor selección para puentes en general, ya que incorpora en una sola unidad dos funciones: servir de apoyo para los puentes y a su vez como mecanismo disipador, además de que ofrece simplicidad en su instalación. En virtud de lo anterior se seleccionó este mecanismo en los modelos de puente estudiados.

3. FILOSOFÍA DE DISEÑO

3.1 Antecedentes

De acuerdo con Turkington et. al. [ref. 6], dos de los procedimientos más comunes para diseñar puentes con apoyos de centro de plomo son:

- 1) La guía de diseño del Ministerio de trabajo y desarrollo de Nueva Zelanda (MWD, 1983),
- 2) El procedimiento de sistemas de aislamiento dinámico de California (DIS, 1984).

El procedimiento MWD supone que la superestructura es infinitamente rígida y que la rigidez del sistema equivalente de un grado de libertad es la suma de las rigideces de todas las pilas y los estribos; y supone además que la masa del sistema equivalente es igual a la masa total del tablero de la superestructura. Con este método la respuesta se puede obtener de dos formas: determinando la respuesta directamente de unas tablas ó ayudas de diseño, aunque son muy pocas las que se presentan no se puede apreciar qué parámetros se consideraron, o la forma en que éstos se consideraron; además son para un peso asumido de la pila. La otra forma es determinar la respuesta directamente del espectro inelástico. Pudiera parecer que es éste el método mas confiable. No lo es así, ya que el periodo real no se calcula directamente y la respuesta debe estimarse utilizando el procedimiento de prueba y error.

En el procedimiento DIS, los apoyos en las pilas y estribos se consideran independientes y la respuesta se basa en el esfuerzo de compresión o la carga vertical en los estribos o pilas individuales, en éste método se hacen suposiciones que limitan la aplicación de éste, como por ejemplo, solamente se considera un tipo de disipador con una resistencia característica característica de 5% el peso de la superestructura

En ninguno de los dos procedimientos descritos se toman en cuenta los efectos de la inercia rotacional de la masa de la superestructura. Por esto Turkington et al [ref. 7] proponen un procedimiento de diseño de acuerdo con los resultados obtenidos anteriormente por ellos mismos [ref. 6]. Con su procedimiento, la respuesta sísmica inelástica de las superestructuras de puentes

sobre apoyos elastoméricos con centro de plomo se representa por una estructura elástica de un solo grado de libertad. La respuesta se estima directamente del espectro de respuesta elástico utilizando un periodo y un amortiguamiento efectivo calculado con el procedimiento propuesto [ref. 6]. El periodo efectivo es el periodo inicial fundamental de la estructura mas un cambio de periodo, resultado de la deformación inelástica de los apoyos con centro de plomo. El amortiguamiento efectivo es un amortiguamiento asumido de 5% asociado con el modo fundamental, más un amortiguamiento adicional histerético debido a la deformación inelástica de los apoyos con centro de plomo; estos dos parámetros se determinan directamente de gráficas de diseño ya realizadas.

En el trabajo [ref. 7] se muestra que los resultados obtenidos utilizando el procedimiento propuesto concuerdan bien con los resultados obtenidos de un análisis por computadora en el dominio del tiempo, además éste procedimiento provee un método para evaluar la respuesta sísmica de puentes y es apropiado para diseño, ya que el espectro de diseño elástico puede ser usado directamente y el cambio de parámetros se puede realizar fácilmente. Se muestran también varios ejemplos numéricos para mostrar el procedimiento, que es bastante sencillo, sin embargo se pudo apreciar que el método presenta errores en la determinación de la fuerza cortante en la base de las pilas y el momento flexionante, que son uno de los puntos más importantes en el diseño. Entonces volvemos a lo mismo, necesita desarrollarse un procedimiento de diseño o mejorar el presentado anteriormente de modo que se puedan eliminar esas fallas.

3.2 Aspectos generales a considerar

3.2.1 Aplicación

Los mecanismos de disipación de energía pueden ser aplicados al diseño de estructuras de puentes nuevos o para rehabilitación de estructuras existentes. Para puentes existentes, la disipación de energía representa una solución efectiva para las 3 deficiencias más comunes en puentes construidos a mediados de los 70's:

- a) Vulnerabilidad de los apoyos existentes y sus conexiones
- b) Insuficiente resistencia y ductilidad de columnas
- c) Longitud de soporte inadecuada de las vigas.

Para puentes nuevos, la aplicación de los disipadores de energía resulta ser más efectiva en los siguientes casos:

- a) en regiones de alta sismicidad
- b) cuando se tiene una subestructura rígida

3.2.2 Costo

Los factores a considerar son los siguientes:

- a) Costo total del mecanismo (fabricación, instalación y mantenimiento)
- b) Ahorro en el sistema estructural
- c) Ahorro en el tiempo de construcción
- d) Reducción del costo en reparaciones estructurales después de un sismo.
- e) Beneficios indirectos tales como accidentes, muertes y demandas como resultado del daño de un sismo.
- f) Importancia de la continuidad de operación después de un sismo.
- g) Dispositivos adicionales necesarios.

3.2.3 Ventajas y desventajas

El uso de mecanismos disipadores de energía ofrece un número de ventajas potenciales para el diseño sismo resistente de puentes:

- a) Simplicidad conceptual - esto es, el atractivo de concentrar la disipación de energía de un sismo en componentes especialmente diseñados para este propósito y detallados para un fácil reemplazo si es necesario.

b) Eliminación de grandes demandas de ductilidad y por lo tanto el daño a las pilas.

c) Reducción en las fuerzas sísmicas en columnas y cimentación.

Las posibles desventajas que se pueden presentar son debidas a requerimientos de mantenimiento y el costo que esto pueda presentar.

REFERENCIAS:

1. Mayes, R. L., Buckle, I. G., Kelly, T. E. y Jones, L. R., *AASHTO Seismic isolation design requirements for highway bridges*. Journal of structural engineering, ASCE, Vol. 118, No. 1, enero 1992.
2. Skinner, R. I., Tyler, R. G., Heine, A. J. y Robinson, W. H., *Hysteretic dampers for the protection of structures from earthquakes*. Bulletin of the new zealand national society for earthquake engineering, Vol. 13, No. 1, marzo 1980.
3. Skinner, R. I., Kelly, J. M. y Heine, A. J., *Hysteretic dampers for earthquake resistant structures*. Earthquake engineering and structural dynamics, Vol. 3, 287-296, 1975.
4. Skinner, R. I., Beck, J. L. y Bycroft G. N., *A practical system for isolating structures from earthquake attack*, Earthquake engineering and structural dynamics, Vol. 3, 297-309, 1975.
5. Robinson, W. H., *Lead rubber hysteretic bearings suitable for protecting structures during earthquakes*. Earthquake engineering and structural dynamics. Vol 10, 593-604, 1982.
6. Turkington, D. H., Carr, A. J., Cooke, N. y Moss P. J., *Seismic design of bridges on lead - rubber bearings*. Journal of structural Engineering, ASCE. Vol. 115, No. 12, diciembre, 1989.
7. Turkington, D. H., Carr, A. J., Cooke, N. y Moss, P. J., *Design method for bridges on lead - rubber bearings*. Journal of structural engineering, ASCE. Vol. 115, No. 12, diciembre, 1989.

REFUERZO SÍSMICO DE PUENTES

**Roberto Gómez Martínez
Instituto de Ingeniería, UNAM**

**EI REFUERZO NO EVITA QUE LA ESTRUCTURA
DE UN PUENTE FALLE O SUFRA UN CIERTO
NIVEL DE DAÑO**

- **SUPERESTRUCTURA**
- **SUBESTRUCTURA**
- **CIMENTACIÓN**

❖ **EL REFUERZO DE UN PUENTE AUMENTA SU NIVEL DE RESISTENCIA ANTE UN EVENTO SÍSMICO MAYOR**

Restricciones:

- a) **CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA**
- b) **VIABILIDAD DE LA REPARACIÓN**
- c) **COSTO**

METODOLOGÍA DEL REFUERZO

- ❖ **CLASIFICACIÓN PRELIMINAR**
- ❖ **EVALUACIÓN**
- ❖ **ALTERNATIVAS DE REFUERZO**

CLASIFICACIÓN PRELIMINAR

ATC

- **VULNERABILIDAD SÍSMICA**
- **SISMICIDAD DEL SITIO**
- **IMPORTANCIA DEL PUENTE**

CALIFORNIA

- **SISMICIDAD DEL SITIO**
- **IMPORTANCIA DEL PUENTE**
- **ESTRUCTURA**
- **TIPO DE SUELO**

JAPÓN

- **ESTRUCTURA**
- **TIPO DE SUELO**

COMBINACIÓN DE FACTORES

$$\sum_i (\text{FACTORES}) * (\text{PESOS}) = \text{CALIFICACIÓN}$$

$$\sum_i f_i w_i = \text{CALIFICACIÓN}$$

o

$$\sum_i (\text{FACTORES}) = \text{CALIFICACIÓN}$$

$$\sum_i f_i = \text{CALIFICACIÓN}$$

- * información
- * juicio ingenieril
- * experiencia en el diseño de puentes

REFUERZO

❖ INSPECCION SOMERA

- Identificación
- Aspectos sociales
- Aspectos económicos
- Aspectos prácticos

❖ EVALUACION DETALLADA

$$r = C/D$$

- Elementos
- Todo el puente

❖ ALTERNATIVAS

- Falla local
- Falla global

BECO = Relación beneficio/costo

PEAR = Pérdidas antes de reforzar

PEDR = Pérdidas después de reforzar

CR = Costo del refuerzo

$$BECO = \frac{PEAR - PEDR}{CR}$$

❖ **EVALUACION DETALLADA**

- **Inspección detallada**

- **Ampliaciones**
- **Espesor de la carpeta asfáltica**
- **Apoyos**
- **Juntas**
- **Desplomes de pilas**
- **Cambios del proyecto original**
- **Socavación o erosión**

- **Evaluación cuantitativa (elementos)**

- **Juntas**
- **Apoyos**
- **Pilas**
- **Estribos**
- **Licuación**

❖ **EVALUACION DETALLADA**

- **Inspección detallada**

- **Ampliaciones**
- **Espesor de la carpeta asfáltica**
- **Apoyos**
- **Juntas**
- **Desplomes de pilas**
- **Cambios del proyecto original**
- **Socavación o erosión**

- **Evaluación cuantitativa (elementos)**

- **Juntas**
- **Apoyos**
- **Pilas**
- **Estribos**
- **Licuación**

1. DISPOSITIVOS PARA ACOMODAR DESPLAZAMIENTOS EXCESIVOS	1.1 CAIDA DE LA SUPERESTRUCTURA	- CONEXIONES ENTRE SUPERESTRUCTURA Y SUBESTRUCTURA
2. REFUERZO DE CIMENTACION	2.1 TIPO DE CIMENTACION 2.2 LICUACION 2.3 SOCAVACION	- NUMERO DE PILOTES - ENSANCHAMIENTO DE ZAPATAS
3. REFUERZO DE SUBESTRUCTURA	3.1 TIPO DE SUBESTRUCTURA 3.2 MATERIAL DE LA SUBESTRUCTURA 3.3 ACERO PRINCIPAL DE REFUERZO	- NUMERO DE COLUMNAS - ENCAMISADOS - MUROS - ANCLAJE (ESTRIBOS) - DISMINUCION DE EMPUJES DE TIERRA
4. REDUCCION DE FUERZAS SISMICAS	4.1 INTENSIDAD DE LOS MOVIMIENTOS SISMICOS	- DISIPACION - AISLAMIENTO

ALTERNATIVAS DE REFUERZO CONTRA SISMO PARA PUENTES

❖ **EVALUACION DETALLADA**

- **Desplazamiento de juntas**

$$r = \frac{N(C)}{N(D)}$$

N = longitud de apoyo

$$r = \frac{\Delta_a(C) - \Delta_i(D)}{\Delta_{eq}(D)}$$

Δ_a = desplazamiento permisible

Δ_i = desplazamiento máximo inducido por efectos de temperatura (acortamiento y fluencia)

Δ_{eq} = desplazamiento relativo máximo producido durante un temblor

REDUCTORES DE MOVIMIENTOS

Diseño Conceptual

- **FUERZA DE DISEÑO**
- **MÍNIMO DE 2**
- **ORIENTACIÓN**
- **PERMITIR MOVIMIENTO**
- **NIVEL DE CARGA PARA QUE FUNCIONEN**

REDUCTORES DE MOVIMIENTO

Criterios de diseño

- EUA
- JAPÓN

Opciones:

- Cables
- Barras

Método de análisis

- Estático

1. CALCULAR EL ALARGAMIENTO MÁXIMO PERMISIBLE EN EL REDUCTOR DE MOVIMIENTO

$$* \quad D_r = D_y + D_g$$

donde:

D_r = deflexión máxima permisible del dispositivo de restricción

D_y = deflexión de fluencia del dispositivo de restricción

D_g = holgura de la junta o articulación

$$* \quad D_y = \sigma_y L/E$$

donde:

σ_y = esfuerzo de fluencia del dispositivo de restricción

L = longitud del dispositivo de restricción

E = módulo de elasticidad del dispositivo de restricción

Si $D_r >$ longitud de apoyo disponible, entonces

- a) reducir la longitud del dispositivo de restricción**
- b) reducir la holgura**
- c) reducir el esfuerzo en el dispositivo de restricción**

2. CALCULE LA SEPARACIÓN LONGITUDINAL MÁXIMA PRODUCIDA POR EL SISMO EN AMBOS LADOS DE LA JUNTA

*
$$D_\ell = \frac{C \cdot W}{K_u}$$

donde:

K_u = rigidez del claro o segmento de la superestructura entre dos juntas o articulaciones

W = peso del claro o segmento

Nota: Se deben incluir los efectos de la componente transversal del sismo (D_t)

Con los valores anteriores se calcula el valor máximo de:

$$* \quad D_{eq} = D_l + 0.3 D_t$$

$$* \quad D_{eq} = 0.3 D_l + D_t$$

donde:

D_{eq} = separación máxima producida por el sismo

3. COMPARAR RESULTADOS DE LOS PASOS 1 y 2

Si $D_{eq} < D_r \Rightarrow$ no dispositivos de restricción
 \rightarrow (mínimo de 2)

Si $D_{eq} > D_r \Rightarrow$ calcular el número de constrictores de movimiento

4. DETERMINAR EL NÚMERO DE CONSTRICTORES DE MOVIMIENTO

$$* \quad N_r = K_u (D_{eq} - D_r) / F_y A_r$$

donde:

N_r = número de constrictores

A_r = área de la sección transversal de un constrictor

5. REVISIÓN

*** $D_{ref} = C_s W / K_t + 0.3 D_t$**

*** $D_{ref} = 0.3 C_s W / K_t + D_t$**

donde:

D_{ref} = separación de la junta o articulación, pero con el dispositivo de restricciones ya instalado

Si $D_{ref} \neq D_r \Rightarrow$ ajustar N_r

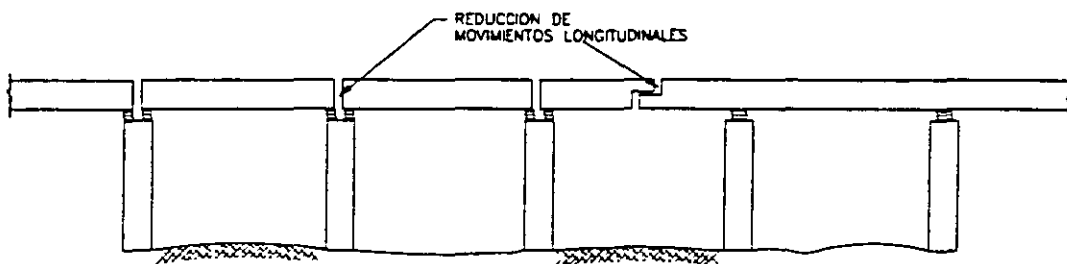
Si $D_r > D_{ref} \Rightarrow$ reducir N_r

Si $D_r < D_{ref} \Rightarrow$ aumentar N_r

CONSTRICTORES DE MOVIMIENTO

Aspectos constructivos

- ACCESO
- TRÁNSITO
- MUERTOS/DESVIADORES DE CONCRETO
- PERFORACIONES



COLOCACION DE REDUCTORES
O CONSTRICTORES DE MOVIMIENTO

REFUERZO SÍSMICO DE SUBESTRUCTURAS

COLUMNAS

- CONCRETO
- ACERO

REFUERZO SÍSMICO DE SUBESTRUCTURAS

❖ ENCAMISADO DE PLACAS DE ACERO

❖ ACERO ADICIONAL

❖ ACERO DE PRESFUERZO

❖ AUMENTOS DE SECCIÓN

❖ OTROS MATERIALES

EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LA RESISTENCIA DE ELEMENTOS DE SUBESTRUCTURAS DE PUENTES

Para tomar decisiones en cuanto al tipo y nivel de refuerzo sísmico de la subestructura de un puente, es necesario realizar una evaluación sísmica de la misma. El refuerzo se provee con el objeto de minimizar la probabilidad de colapso total y/o daño estructural del puente.

En empalmes en regiones críticas, o por el desgaste prematuro del refuerzo longitudinal, las columnas de concreto son generalmente deficientes en ductilidad a la flexión, resistencia al cortante y resistencia a la flexión.

METODOLOGÍA

1. EVALUACIÓN DE LA PILA POR CARGA MUERTA
2. ESTIMACIÓN DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES
3. ANÁLISIS LATERAL BAJO CARGA SISMICA
4. IDENTIFICACIÓN DE PROBABLES MODOS DE FALLA
5. ESTIMACIÓN DE LA RESISTENCIA A FLEXIÓN
 - a) empalmes
 - b) articulaciones plásticas
6. ESTIMACIÓN DE LA RESISTENCIA BAJO FUERZAS CORTANTES
7. REVISIÓN DE UNIONES VIGA-COLUMNA
8. REVISIÓN DE ZAPATAS

RESISTENCIA ESTIMADA DE LOS MATERIALES

Es necesario conocer la resistencia y las características de deformación de los miembros de la subestructura. Así se obtiene una mejor estimación del comportamiento esperado. Se recurre a pruebas no destructivas en sitio, incluyendo pruebas de compresión en corazones de concreto tomados de elementos del puente.

Cuando sea posible, la resistencia del acero de refuerzo debe ser determinada con base en pruebas representativas y confiables o con muestras adecuadas tomadas de la estructura del puente. Cuando las pruebas no sean factibles de realizar, se sugiere utilizar los siguientes valores de resistencia :

$$f'_{ca} = 1.5 f'_c$$

$$f_{ya} = 1.1 f_y$$

donde: f'_{ca} y f_{ya} son los valores estimados de la resistencia a la compresión del concreto y la resistencia a la fluencia del acero, respectivamente ; f'_c y f_y son las resistencias del material (concreto y acero) especificadas en el proyecto ejecutivo del puente.

MODO DE FALLA DE LOS ELEMENTOS

Se debe identificar el mecanismo de deformación inelástica que puede ocurrir :

- flexión : $\varphi_f M_n \geq M_{req.}$

- cortante : $\varphi_s V_n \geq V_{req.}$

donde :

φ_f = factor de reducción por flexión

φ_s = factor de reducción por cortante

M_n = resistencia a flexión, estimada

V_n = resistencia a cortante, estimada

$M_{req.}$ = resistencia a flexión, requerida

$V_{req.}$ = resistencia a cortante, requerida

Según AASHTO :

$$0.9 \geq (\varphi_f = 0.9 - 2P / f'_c A_g) \geq 0.5$$

Otros reglamentos :

$\varphi_f = 1.0$ CALTRANS

$\varphi_f = 1.0$ NUEVA ZELANDA

$\varphi_f = 1.0$ JAPON

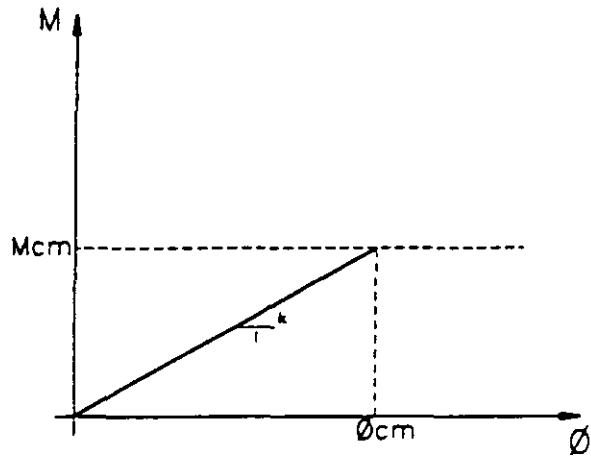
RIGIDEZ ELÁSTICA

Con este parámetro se estiman los desplazamientos últimos y los desplazamientos de fluencia de los elementos dúctiles. Cuando sea el caso, se debe tener en cuenta la rigidez de las secciones agrietadas.

Miembros con articulaciones plásticas deben ser modelados con propiedades de rigidez elástica apropiadas para el nivel de fluencia correspondiente. De resultados de un análisis momento curvatura:

$$I_{\text{eff}} = \frac{M_{\text{cm}}}{\phi_{\text{cm}}} E$$

donde M_{cm} y ϕ_{cm} son el momento y curvatura a la fluencia, respectivamente.



RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

Se debe emplear un análisis momento-curvatura considerando los efectos de confinamiento del núcleo de concreto por refuerzo transversal y el endurecimiento por deformación del refuerzo longitudinal.

La resistencia a flexión es el momento correspondiente a :

- a) la deformación por compresión de la fibra extrema de concreto $\epsilon_c = 0.004$
- b) la deformación por tensión de la barra extrema del acero de refuerzo $\epsilon_s = 0.005$

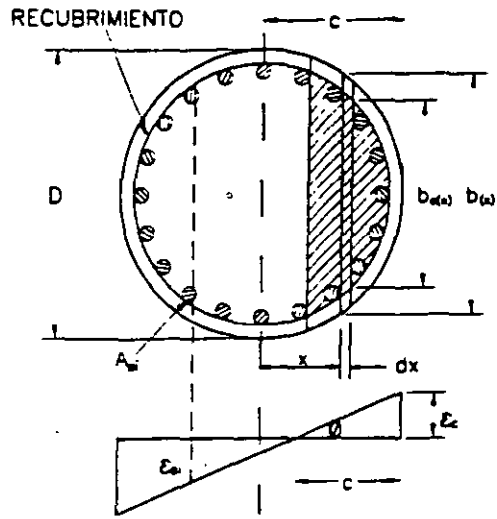
Concreto : Del análisis momento-curvatura:

$$\phi = \frac{\epsilon_c}{c}$$

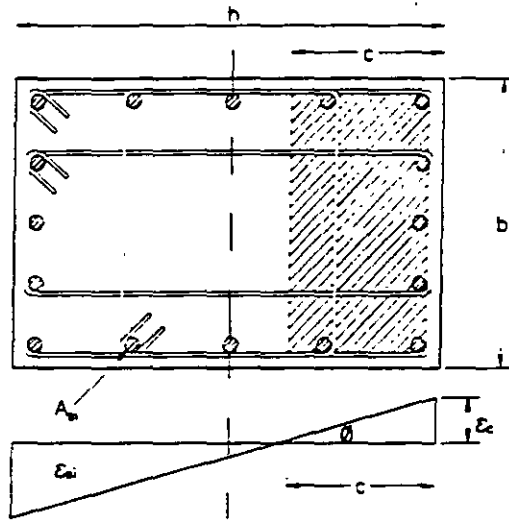
donde: ϕ es la curvatura, ϵ_c es la deformación por compresión de la fibra extrema y c es la profundidad del bloque de compresión.

Acero : Cuantía de refuerzo en columnas :

$1\% \leq \rho_l \leq 8\%$	USA
$0.8\% \leq \rho_l \leq 8\%$	NZ
$0.5\% \leq \rho_l \leq 8\%$	JAPON



columna circular



columna rectangular

RESISTENCIA LATERAL DE LAS COLUMNAS CON EMPALMES DE REFUERZO LONGITUDINAL

Cuando se diseña para baja ductilidad, es probable que ocurra falla en los empalmes, excepto cuando las cantidades de refuerzo transversal provistas son muy grandes.

La resistencia a flexión de columnas con empalmes en la base se degrada de la resistencia inicial (correspondiente a la fuerza de tensión máxima) a la resistencia residual M_{res} .

Para columnas con confinamiento transversal no efectivo, la capacidad de momento residual puede ser llevado por la fuerza de compresión axial (P) en la columna, sin que contribuya el refuerzo longitudinal.

Para una sección rectangular, la capacidad del momento residual (M_{res}), basada en la fuerza axial es:

$$M_{res} = P \left(\frac{h' - a}{2} \right)$$

donde $a = P / 0.85 f_{ca} b'$; b' y h' son las dimensiones del núcleo residual de la sección, es decir el núcleo de concreto confinado por el estribo.

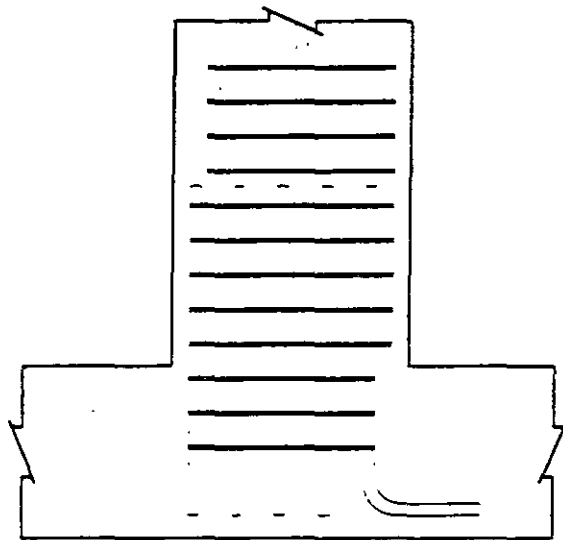
Para una columna circular, la resistencia residual correspondiente es:

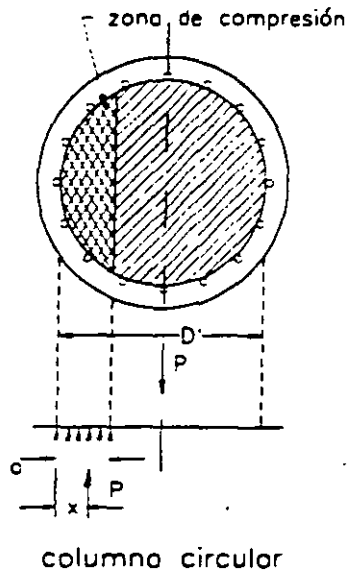
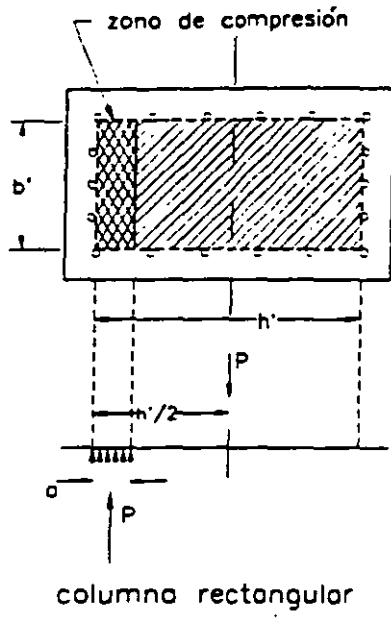
$$M_{res} = P \left(\frac{D'}{2 - x} \right)$$

donde x define el centroide de la curva de zona de compresión y D' es la dimensión del núcleo, de centro a centro del estribo alrededor de la columna.

Si el empalme es efectivamente confinado con refuerzo transversal la resistencia residual de la sección se incrementará. Una columna circular con refuerzo debidamente confinado será capaz de desarrollar la resistencia total a la flexión.

El refuerzo confinado puede detallarse con aros soldados o espirales continuos soldados cada vuelta, o con aros o espirales doblados con ganchos estándar de 135° .





CAPACIDAD DE DEFORMACION DE ARTICULACIONES PLÁSTICAS

Secciones sin empalmes del acero de refuerzo. En lugar del valor dado por :

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + (1.4 \rho_s f_{yh} \epsilon_{su} / f'_{cc})$$

donde :

ρ_s = cuantía

f_{yh} = esfuerzo de fluencia del acero de los estribos

ϵ_{su} = deformación máxima a tensión en el acero

f'_{cc} = resistencia del concreto confinado

se recomienda emplear un valor de 0.005 para la deformación última por compresión ϵ_{cu} .

No se debe confiar en los efectos benéficos del confinamiento, a menos que este sea propiamente anclado con soldadura o con ganchos en el núcleo, dado que los empalmes de aros (estribos) en el núcleo de concreto pierden su integridad una vez que la cubierta del concreto se astilla o deteriora.

En columnas, los elementos críticos son las articulaciones plásticas. El análisis momento-curvatura debe ser desarrollado para determinar la respuesta inelástica apropiada para incorporarse en el análisis de colapso plástico.

Para secciones pobremente confinadas con $\epsilon_{cu} = 0.005$, el momento último (M_u) es aproximadamente igual al momento nominal (M_n).

Durante el análisis de colapso plástico, la rigidez elástica del miembro se calcula con la rigidez efectiva $EI_{\text{eff}} = M_n/\phi_y$. Cuando se forma la articulación plástica en el elemento, se utiliza la siguiente rigidez efectiva reducida:

$$EI_p = \frac{M_u - M_n}{\phi_u - \phi_y}$$

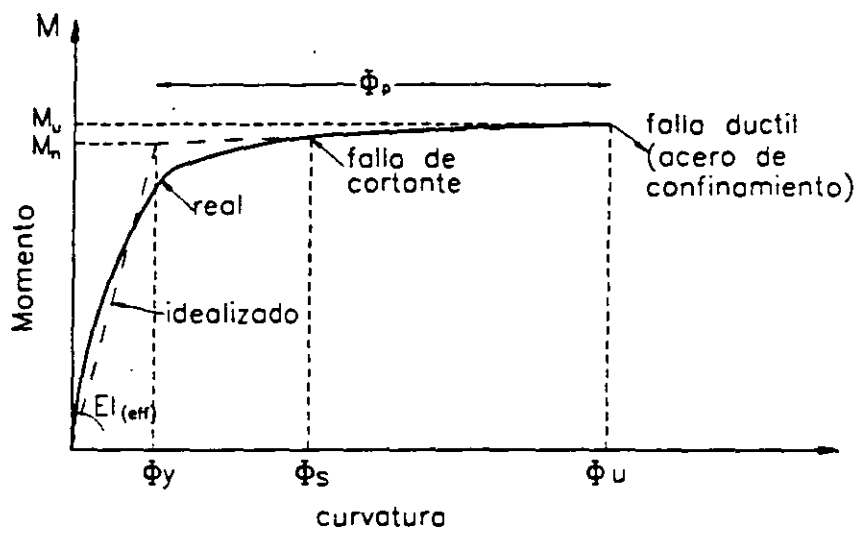
La curvatura de fluencia es independiente de las relaciones de carga axial y de refuerzo, y su magnitud se obtiene con :

$$\phi_y D = 2.45\epsilon_y \pm 15\%$$

$$\phi_y h = 2.14\epsilon_y \pm 10\%$$

para secciones circulares y rectangulares, respectivamente; ϵ_y es la deformación de fluencia del refuerzo longitudinal, D es el diámetro y h el peralte de la sección transversal.

Secciones con empalmes de acero de refuerzo. Para secciones donde el empalme falla antes que la resistencia nominal a flexión sea alcanzada es necesario una ductilidad de curvatura $\mu_\phi \approx 8$ para alcanzar la capacidad residual M_{res} . Donde la falla de empalmes ocurre después que la capacidad nominal M_n es alcanzada, la capacidad residual es desarrollada para una ductilidad de curvatura alta.



RESISTENCIA AL CORTANTE

La resistencia al cortante de miembros puede ser estimada usando las siguientes ecuaciones:

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

donde:

V_c es la resistencia al cortante del concreto

V_s es la resistencia al cortante del acero

V_p es la resistencia al cortante resultado de la compresión del puntal diagonal

$$V_c = k \sqrt{f_c} A_e$$
$$V_s = \begin{cases} \frac{\pi A_h f_{yh} D' \cot \theta}{2s} & \text{columna circular} \\ \frac{A_v f_y D' \cot \theta}{s} & \text{columna rectangular} \end{cases}$$
$$V_p = P \tan \alpha$$

donde:

$$A_c = 0.8 A_g$$

θ = ángulo de inclinación de la grieta de flexión con respecto al eje de la columna (30°)

A_h = área de la sección transversal de uno de los estribos

A_v = área total de una capa de refuerzo transversal en la dirección de la fuerza cortante

D' = dimensión del núcleo de centro a centro del estribo periférico para columna circular y rectangular

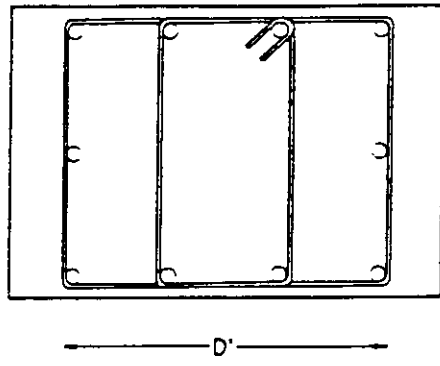
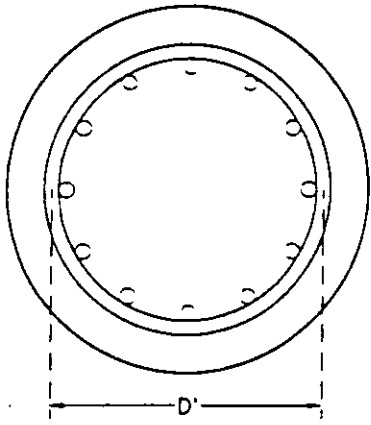
k = factor que puede ser expresado en términos del factor de ductilidad de curvatura μ_ϕ .

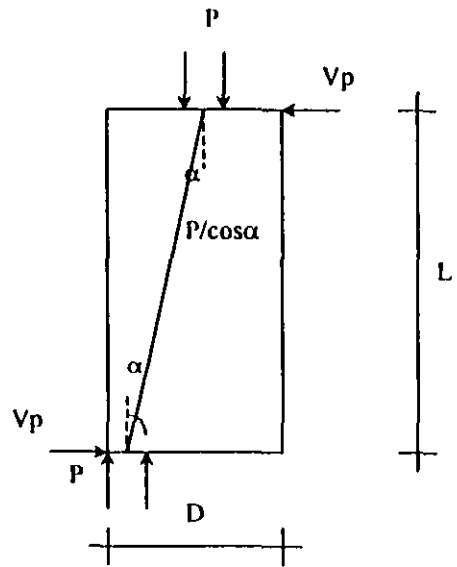
s = distancia o separación entre estribos, a lo largo del elemento

P = fuerza axial

α = ángulo formado entre el eje de la columna y el punto donde se aplica la carga

Fuera de las zonas extremas de las articulaciones plásticas (extensión de distancia de $2D$ o $2h$), el valor de k aplicable para $\mu_\phi = 1$ puede ser adoptado.





CARACTERISTICAS DE DEFORMACIÓN Y RESISTENCIA DE UNIONES VIGA-COLUMNA

Sea p_t el esfuerzo principal de tensión en la unión, el cual se calcula con

$$p_t = \frac{f_v + f_h}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{f_v - f_h}{2}\right)^2 + v_j^2}$$

donde:

f_v = esfuerzo promedio en la dirección vertical

f_h = esfuerzo promedio en la dirección horizontal

v_j = esfuerzo cortante en la junta

Si $p_t \geq 3.5\sqrt{f_c}$ (psi) se inicia el agrietamiento de la junta

Si $p_t \geq 5\sqrt{f_c}$ (psi) se desarrolla un patrón completo de grietas

Si la articulación plástica se desarrolla para esfuerzos en el rango de $3.5\sqrt{f_c} \leq p_t \leq 5\sqrt{f_c}$ (psi), la fuerza de fluencia en la unión incrementa con la ductilidad, y la falla de la unión ocurre eventualmente.

Si el esfuerzo principal de tensión permanece debajo de la envolvente de resistencia, la unión no limitará la capacidad de ductilidad de miembros adyacentes. Sin embargo, si este esfuerzo principal alcanza la resistencia, la resistencia en la unión se degradará.

Con la degradación de la unión es poco probable que ocurra una falla por colapso. Ya que puede ocurrir que la falla de la unión ocasione un mecanismo de colapso lateral de resistencia muy reducida.

CARACTERÍSTICAS DE DEFORMACIÓN Y RESISTENCIA DE ZAPATAS

Estabilidad. En primer término se debe revisar el siguiente requisito de estabilidad :

$$\phi (P + W_f)(L_f - a)/2 \geq M^o + V^o h_f$$

donde :

ϕ = factor de resistencia = 1.0

P = carga axial

M^o = momento flexionante

V^o = fuerza cortante

W_f = peso total de la zapata

L_f = longitud de la zapata

$a = (P + W_f) / p_u B_f$

h_f = peralte de la zapata

p_u = presión del suelo

B_f = ancho de la zapata

Si la cimentación es claramente inestable, las condiciones de balanceo deben ser cuidadosamente consideradas.

Resistencia a la flexión. Para revisar esta resistencia es necesario incrementar el ancho efectivo b_{eff} . Cuando se provee acero de refuerzo superior e inferior, se recomienda que el ancho efectivo se incremente a:

$$b_{\text{eff}} = \begin{cases} D_c + 3d_r \\ B_c + 3d_r \end{cases}$$

donde :

D_c = diametro de la columna

B_c = ancho de la columna

d_r = peralte efectivo de la zapata

La ductilidad de curvatura máxima, y la capacidad de rotación de una articulación plástica en la zapata, pueden ser estimadas basada en la deformación de compresión máxima de $\epsilon_c = 0.005$ o en la deformación de tensión máxima de $\epsilon_s = 0.04$.

Resistencia al cortante. Se recomienda utilizar el mismo ancho efectivo b_{eff} que para la revisión por flexión.

Uniones zapata-columna. Se utilizarán los procedimientos descritos anteriormente para uniones viga-columna pero utilizando el siguiente ancho efectivo :

$b_{\text{jef}} = \sqrt{2} D$ para columnas circulares

$b_{\text{jef}} = h_c + b_c$ para columnas rectangulares

por lo que el esfuerzo cortante promedio v_{jv} en la junta se calcula con :

$$v_{jv} = V_{jv} / b_{jcf} h_f$$

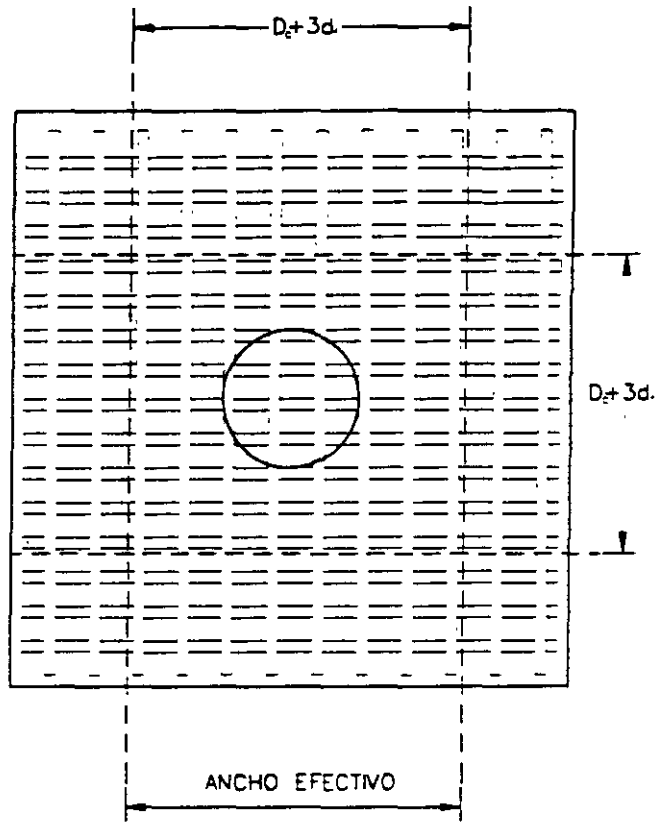
donde :

V_{jv} = fuerza cortante en la unión zapata-columna

Falla del cimiento como un mecanismo de respuesta aceptado. En todos los casos la zapata debe ser capaz de soportar la carga gravitacional de la columna durante y después del sismo. Cuando ocurre un daño severo de la zapata asociado con la formación de una articulación plástica, la región central debe ser capaz de soportar la carga total transferida de la columna.

Quando se asegura el soporte de la carga gravitacional, el diseñador puede escoger deliberadamente tener daño considerable en algunas o todas las columnas y considerarlas articuladas durante el análisis de colapso plástico global.

Capacidad de los pilotes. Cuando se estima la resistencia lateral de cimentaciones con pilotes o cilindros, la resistencia lateral provista por estos elementos debe ser considerada en la estimación de la capacidad de carga de la zapata.



❖ EVALUACIÓN DETALLADA

- Fuerza en los apoyos

$$r = \frac{V(C)}{V(D)}$$

V = Cortante

- PILAS

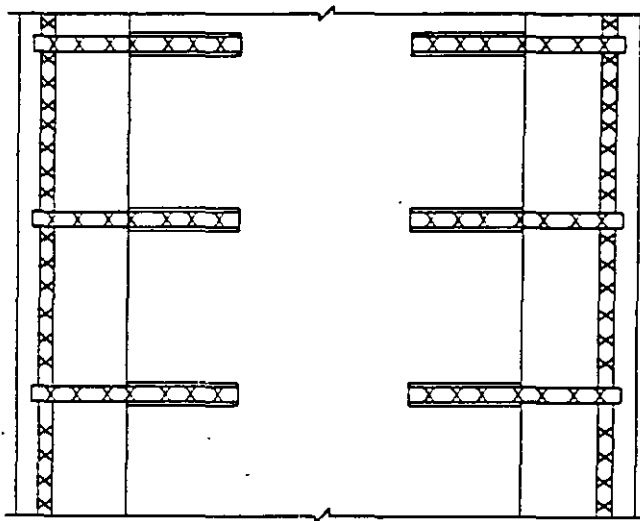
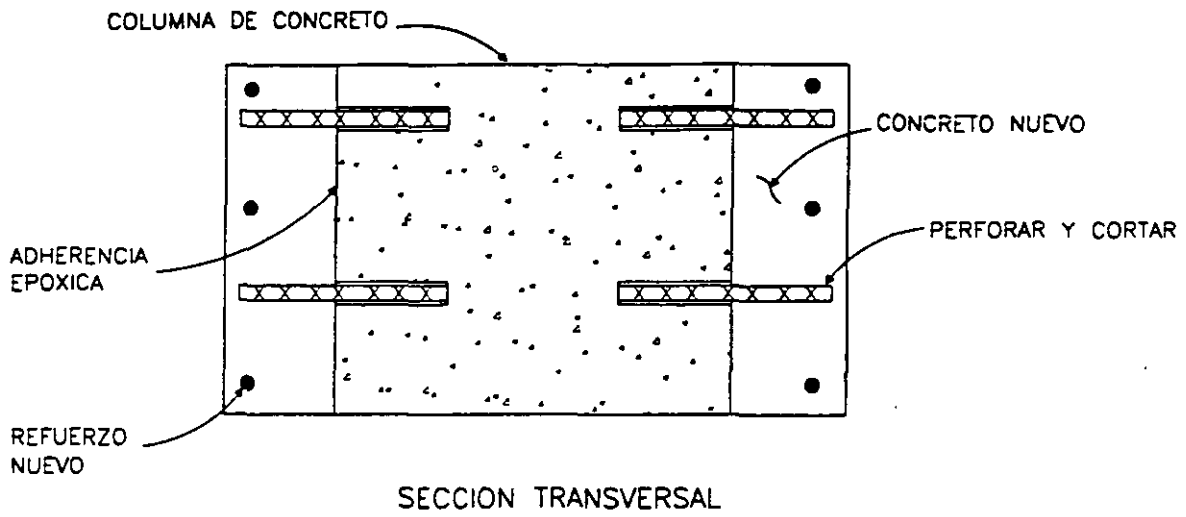
- Formación de articulaciones plásticas
- Modos de falla
- Momentos elásticos
- Momentos últimos

a) revisar $r = M(C) / M(D)$ para el momento

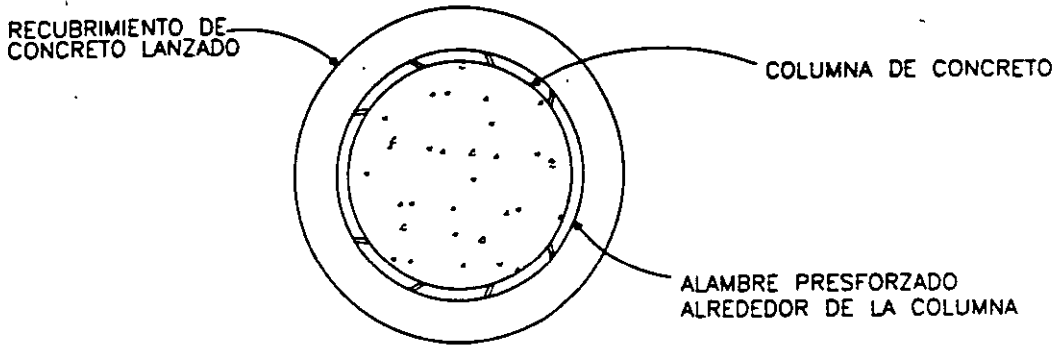
b) revisar $r = \frac{I_a(C)}{I_a(D)} * r'$ para el anclaje

c) revisar $r = \frac{A_{tr}(C)}{A_{tr}(D)} * r'$ para los empalmes

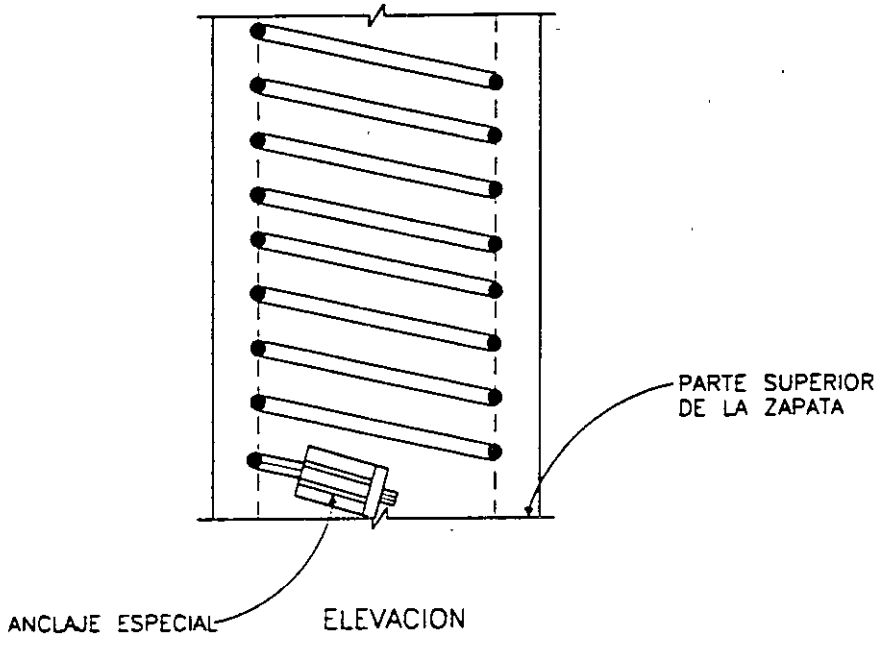
d) revisar r para confinamiento transversal



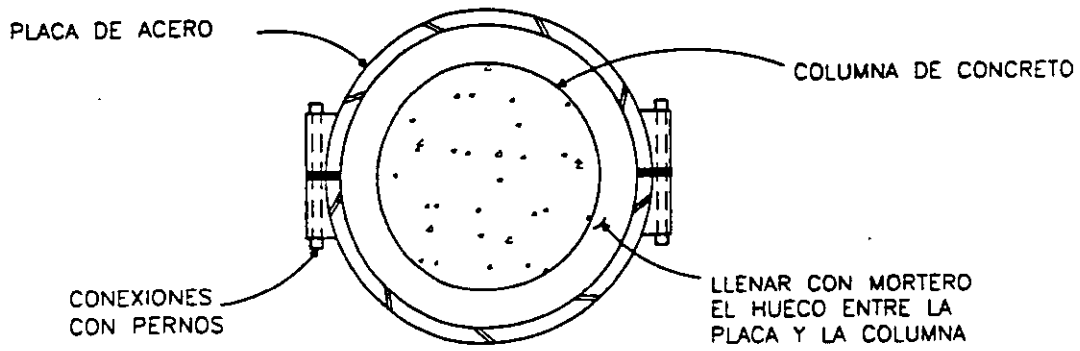
REFUERZO DE COLUMNA CON SOBRECAPAS DE CONCRETO



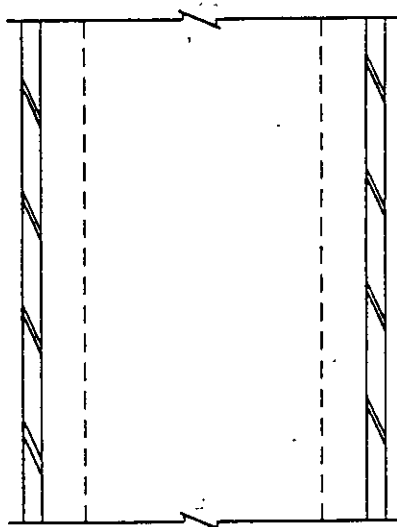
SECCION TRANSVERSAL



REFUERZO DE COLUMNA

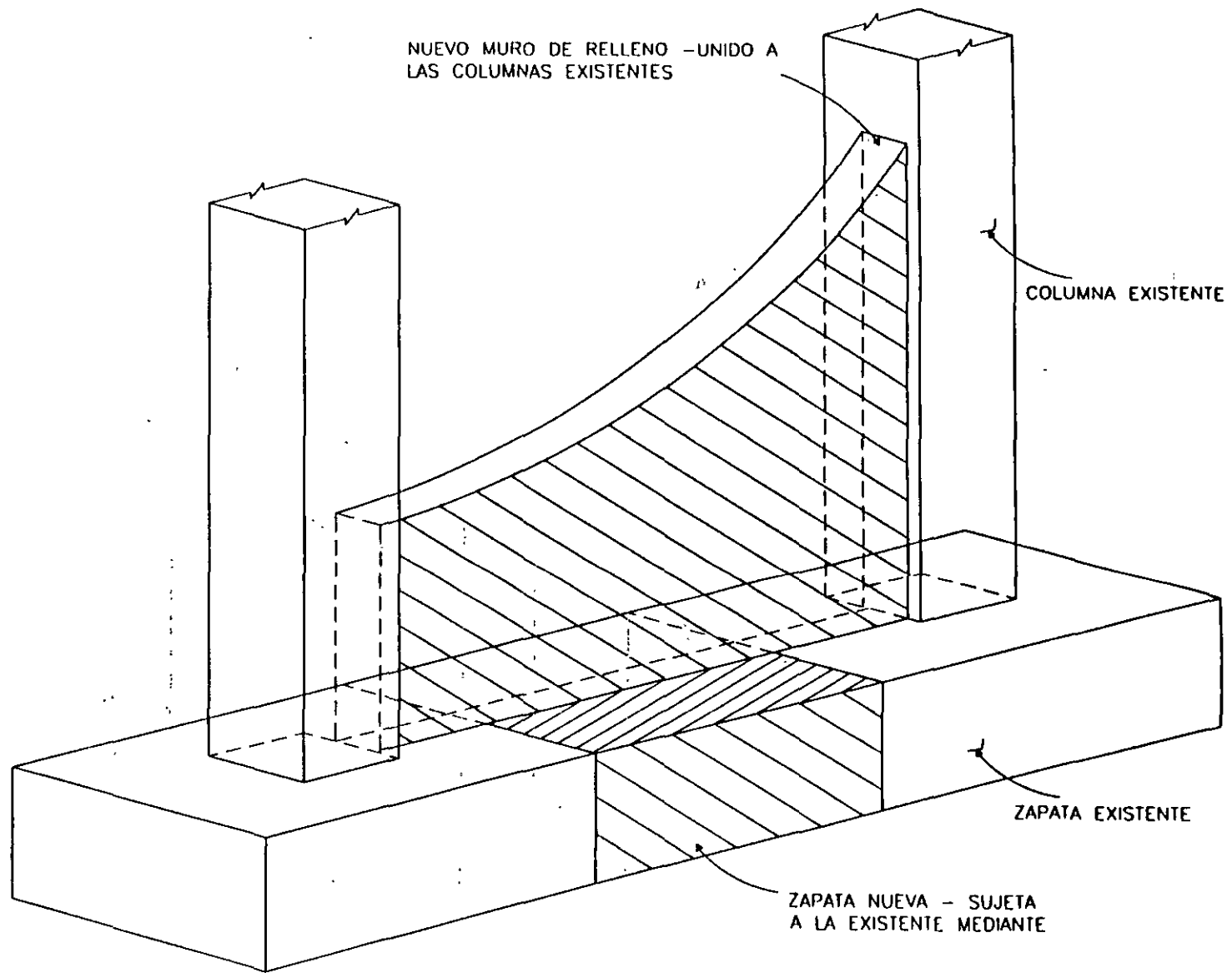


SECCION TRANSVERSAL

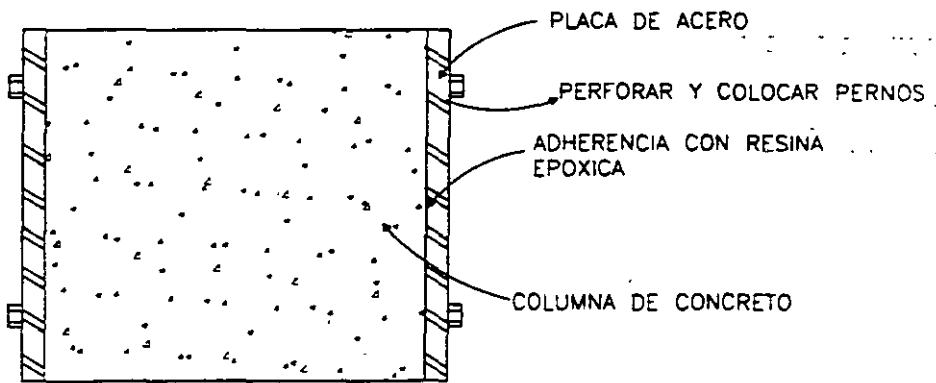


ELEVACION

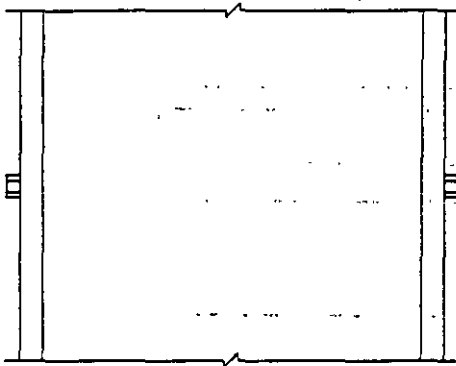
REFUERZO DE COLUMNA CON
PLACA DE ACERO



REFUERZO CON MUROS DE CORTANTE

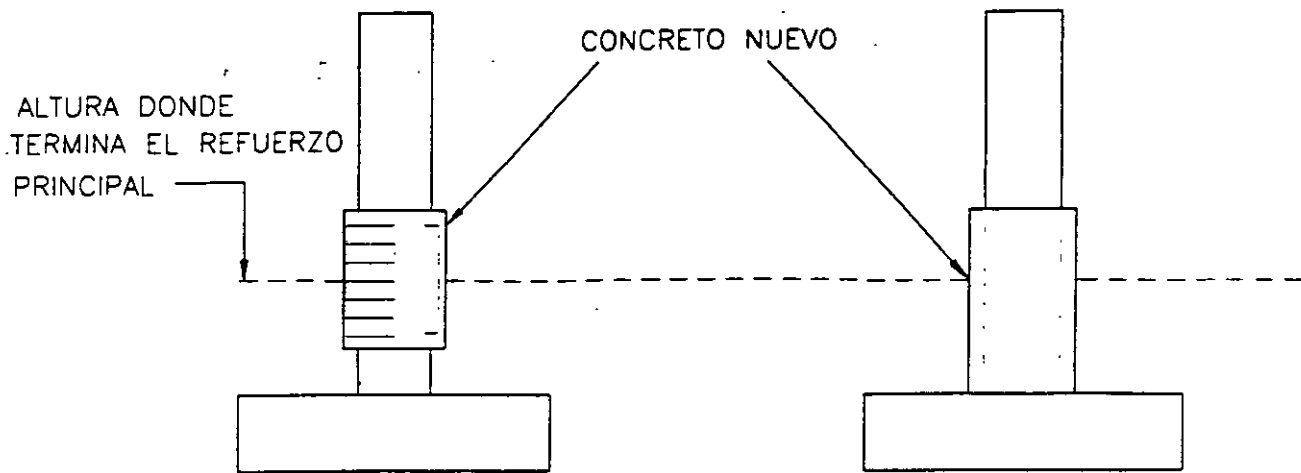


SECCION TRANSVERSAL

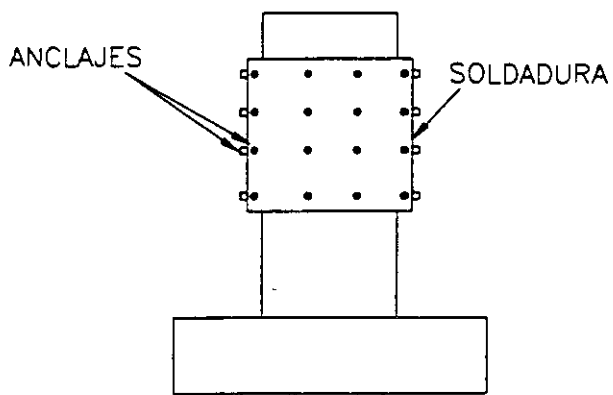


ELEVACION

REFUERZO DE COLUMNA CON PLACAS DE ACERO



(A) SECCION NUEVA DE CONCRETO



(B) CAMISA DE ACERO

REFUERZO DE PILAS DE CONCRETO CON TERMINACION DEL REFUERZO PRINCIPAL A LA MITAD DE LA ALTURA