EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

CURSO: DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DEL D.F.

FECHA: 5 al 9 de Septiembre, 1977

PROFESOR Y/O TEMA		Dominio del tema.	Eficiencia en el uso de ayudas audiovisuales.	Mantenimiento del interés (amenidad, facilidad de expresión, comunicación con los asistentes).	Puntualidad.
INTRODUCCION AL CURSO	José Ma. Rioboó Martín				
INTRODUCCION AL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO...	Fco. Robles Fernández				
PRESENTACION DEL PROYECTO	Fco. Robles Fernández				
INTRODUCCION AL DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DEL D.F.	Roberto Meli Piralla				
EJEMPLO DE APLICACION AL DISEÑO SISMICO SEGUN EL NVO. REGLAMENTO DEL D.F.	Roberto Meli Piralla				
CARACTERISTICAS DEL CONCRETO Y DEL ACERO DE REFUERZO	Carlos J. Mendoza E.				
VENTAJAS Y LIMITACIONES DEL USO DE DISTINTOS TIPOS DE CONCRETO Y ACERO DE REFUERZO	Carlos Mendoza Escobedo				
FLEXION SIMPLE	Fco. Moreno Derbez				
ANALISIS DE LOSAS	Constancio Rodríguez				
DISEÑO DE LOSAS Y CROQUIS DE ARMADO	Constancio Rodríguez				

ESCALA DE EVALUACION DE 1 A 10

EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

CURSO DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DEL DF

FECHA: Septiembre 5 al 9, 1977

PROFESOR Y/O TEMA		Dominio del tema.	Eficiencia en el uso de ayudas audiovisuales.	Mantenimiento del interés (amenidad, facilidad de expresión, comunicación con los asistentes).	Puntualidad.
Fuerza Cortante	Constancio Rodríguez				
ANALISIS DE TRABES SECUNDARIAS	Francisco Moreno Derbez				
DIMENSIONAMIENTO DE TRABES SECUNDARIAS. OBTENCION DEL ACERO	Fco. Moreno Derbez				
DIMENSIONAMIENTO DE TRABES SECUNDARIAS. REFUERZO POR CORTANTE. ADHERENCIA Y ANCLAJE	Eduardo Guzmán E.				
DEFLEXIONES	Fco. Moreno Derbez				
TORSION	Salvador Medina Rivero				
EJEMPLO DE DISEÑO POR TORSION	Salvador Medina Rivero				
AGRIETAMIENTO	Eduardo Guzmán Escudero				
DIMENSIONAMIENTO DE TRABES SECUNDARIAS. CALCULO DE DEFORMACIONES. CALCULO DE AGRIETAMIENTO	Eduardo Guzmán Escudero				
CRITERIOS DE ANALISIS DE SISTEMA DE PISO	José Luis Camba C.				

ESCALA DE EVALUACION DE 1 A 10

EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

CURSO: DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO SEGUN EL REGLAMENTO DEL DF

FECHA: Septiembre 5 al 9, 1977

PROFESOR Y/O TEMA		Dominio del tema.	Eficiencia en el uso de ayudas audiovisuales.	Mantenimiento del interés (amenidad, facilidad de expresión, comunicación con los asistentes).	Puntualidad.
MARCOS PRINCIPALES. ANALISIS POR CARGAS VERTICALES. ANALISIS POR CARGAS HORIZONTALES	José Luis Camba C.				
DIMENSIONAMIENTO DE TRABES PRINCIPALES FLEXION. CORTANTE.	José Luis Camba C.				
MUROS DE CORTANTE	Roberto Meli Piralla				
CARGA AXIAL. EFECTOS DE ESBELTEZ	José María Rioboó M.				
DIMENSIONAMIENTO DE TRABES PRINCIPALES. ADHERENCIA Y ANCLAJE. ARMADO	Constancio Rodríguez				
VIGAS CONTINUAS CON ANALISIS AL LIMITE	Oscar M. González				
LOSAS PLANAS. EJEMPLOS DE ANALISIS Y DISEÑO DE LOSAS PLANAS	Oscar M. González				
DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS DE MARCOS PRINCIPALES. CROQUIS DE ARMADO	Fco. Moreno Derbez				
MENSULAS Y VIGAS DE GRAN PERALTE EJEMPLO DE DISEÑO	Eduardo Guzmán E.				
ESTRUCTURACION. REQUISITOS DE DUCTILIDAD PARA MARCOS SUJETOS A SISMO. PREFABRICACION	Fco. Robles Fernández				

ESCALA DE EVALUACION DE 1 A 10

EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

CURSO: DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO SEGUN EL NUEVO RE-- GLAMENTO DEL D. F.

FECHA: Septiembre 5 al 9, 1977

PROFESOR Y/O TEMA	Dominio del tema.	Eficiencia en el uso de ayudas audiovisuales.	Mantenimiento del interés (amenidad, facilidad de expresión, comunicación con los asistentes).	Puntualidad.
MESA REDONDA. DISCUSION Y REVISION DE LOS PLANOS.				

ESCALA DE EVALUACION DE 1 A 10

EVALUACION DEL CURSO

	CONCEPTO	EVALUACION
1.	APLICACION INMEDIATA DE LOS CONCEPTOS EXPUESTOS	
2.	CLARIDAD CON QUE SE EXPUSIERON LOS TEMAS	
3.	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO CON EL CURSO	
4.	CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO	
5.	CONTINUIDAD EN LOS TEMAS DEL CURSO	
6.	CALIDAD DE LAS NOTAS DEL CURSO	
7.	GRADO DE MOTIVACION LOGRADO CON EL CURSO	

ESCALA DE EVALUACION DE 1 A 10

1. ¿Qué le pareció el ambiente del Centro de Educación Continua?

Muy agradable ☐ Agradable ☐ Desagradable ☐

2. Medio de comunicación por el que se enteró del curso:

Periódico Excélsior ☐ Periódico Novedades ☐ Folleto del Curso ☐

Cartel mensual ☐ Radio Universidad ☐ Comunicación carta, teléfono, verbal, etc. ☐

3. Medio de transporte utilizado para venir al Palacio de Minería:

Automóvil particular ☐ Metro ☐ Otro medio ☐

4. ¿Qué cambios haría usted en el programa para tratar de perfeccionar el curso? _____

_____

_____

5. ¿Recomendaría el curso a otras personas? Si ☐ No ☐

6. ¿Qué curso le gustaría que ofreciera el Centro de Educación Continua? _____

_____

_____

7. ¿Qué servicios desearía que tuviese el CEC para los asistentes a cursos? _____

_____

_____

8. Otras sugestiones:

_____

_____

_____

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DEL D. F.

(del 5 al 9 de septiembre de 1977.)

Fecha	Duración	Tema	Profesor
Sept. 5	9 a 9:30 a.m.	INTRODUCCION AL CURSO	Ing. José María Riobóo Martín
	9:30 a 11 a.m.	INTRODUCCION AL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO. CRITERIOS GENERALES SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DEL D.F.	Ing. Francisco Robles Fernández
	11 a 11:30 a.m.	PRESENTACION DEL PROYECTO *	Ing. Francisco Robles Fernández
	11:30 a 12:30 h	INTRODUCCION AL DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DEL D.F.	Dr. Roberto Meli Piralla
	12:30 a 13:30 h	EJEMPLO DE APLICACION AL DISEÑO SISMICO SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DEL D.F.	Dr. Roberto Meli Piralla
	13:30 a 14:30 h	COMIDA	
	14:30 a 15:30 h	CARACTERISTICAS DEL CONCRETO Y DEL ACERO DE REFUERZO	Ing. Carlos Javier Mendoza Escobedo
	15:30 a 16:30 h	VENTAJAS Y LIMITACIONES DEL USO DE DISTINTOS TIPOS DE CONCRETO Y ACERO DE REFUERZO	Ing. Carlos Javier Mendoza Escobedo
	16:30 a 18 h	FLEXION SIMPLE	Ing. Francisco Moreno Derbez

* Seminario

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO SEGUN EL NUEVO RELAMENTO DEL D.F.

Fecha	Duración	Tema	Profesor
Sept. 6	9 a 10 a.m.	ANALISIS DE LOSAS *	Ing. Constancio Rodríguez Cabello
	10 a 11:30 a.m.	DISEÑO DE LOSAS Y CROQUIS DE ARMADO *	Ing. Constancio Rodríguez Cabello
	11:30 a 13:30 h	FUERZA CORTANTE	Ing. Constancio Rodríguez Cabello
	13:30 a 14:30 h	COMIDA	
	14:30 a 15:30 h	ANALISIS DE TRABES SECUNDARIAS *	Ing. Francisco Moreno Derbez
	15:30 a 17 h	DIMENSIONAMIENTO DE TRABES SECUNDARIAS. OBTENCION DEL ACERO PRINCIPAL POR FLEXION *	Ing. Francisco Moreno Derbez
	17 a 18 h	ADHERENCIA Y ANCLAJE. DETALLES DE REFUERZO	Ing. Francisco Moreno Derbez
Sept. 7	9 a 10:30 a.m.	DIMENSIONAMIENTO DE TRABES SECUNDARIAS. REFUERZO POR CORTANTE. ADHERENCIA Y ANCLAJE *	Ing. Eduardo Guzmán Escudero
	10:30 a 12 h	DEFLEXIONES	Ing. Francisco Moreno Derbez
	12 a 13:30 h	TORSION	Ing. Salvador Medina Rivero
	13:30 a 14:30	COMIDA	
	14:30 a 15:30	EJEMPLO DE DISEÑO POR TORSION *	Ing. Salvador Medina Rivero
	15:30 a 16:30 h	AGRIETAMIENTO	Ing. Eduardo Guzmán Escudero
	16:30 a 18 h	DIMENSIONAMIENTO DE TRABES SECUNDARIAS. CALCULO DE DEFORMACIONES. CALCULO DE AGRIETAMIENTO *	Ing. Eduardo Guzmán Escudero

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DEL D.F.

Fecha	Duración	Tema	Profesor
Sept. 8	9 a 10:30 a.m.	CRITERIOS DE ANALISIS DE SISTEMAS DE PISO	Ing. José Luis Camba Castañeda
	10:30 a 12 h	MARCOS PRINCIPALES. ANALISIS POR CARGAS VERTICALES. ANALISIS POR CARGAS HORIZONTALES.	Ing. José Luis Camba Castañeda
	12 a 13:30 h	DIMENSIONAMIENTO DE TRABES PRINCIPALES. FLEXION. CORTANTE.	Ing. José Luis Camba Castañeda
	13:30 a 14:30 h	COMIDA	
	14:30 a 16 h	MUROS DE CORTANTE	Dr. Roberto Meli Piralla
	16 a 17 h	CARGA AXIAL. EFECTOS DE ESBELTEZ	Ing. José María Riobóo Martín
	17 a 18 h	DIMENSIONAMIENTO DE TRABES PRINCIPALES. ADHERENCIA Y ANCLAJE. ARMADO Y CORTE DE VARILLAS. CROQUIS DE ARMADO.*	Ing. Constancio Rodríguez Cabello
Sept. 9	9 a 10:30 a.m.	VIGAS CONTINUAS CON ANALISIS AL LIMITE	Dr. Oscar Manuel González Cuevas
	10:30 a 12:30 h	LOSAS PLANAS. EJEMPLO DE ANALISIS Y DISEÑO DE LOSAS PLANAS	Dr. Oscar M. González Cuevas
	12:30 a 13:30 h	DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS DE MARCOS PRINCIPALES. CROQUIS DE ARMADO.	Ing. Francisco Moreno Derbez
	13:30 a 14:30 h	COMIDA	
	14:30 a 16 h	MENSULAS Y VIGAS DE GRAN PERALTE. EJEMPLO DE DISEÑO	Ing. Eduardo Guzmán Escudero

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DEL D.F.

Fecha	Duración	Tema	Profesor
Sept. 9	16 a 17 h	ESTRUCTURACION. REQUISITOS DE DUCTILIDAD PARA MARCOS SUJETOS A SISMO. PREFABRICACION	Ing. Francisco Robles Fernández
	17 a 18 h	MESA REDONDA. DISCUSION Y REVISION DE LOS PLANOS. EVALUACION DEL CURSO. DESPEDIDA	

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO

Dimensionamiento de Estructuras de Concreto según el Nuevo Reglamento del D.F.

ING. JOSE LUIS CAMBA CASTAÑEDA
Ingeniero Consultor
Ometusco 35 Desp. 602
Tel.: 553.68.80

DR. ROBERTO MELI PIRALLA
INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM
COORDINADOR DE LA SECC. DE ESTRUCTURAS
TEL.: 548.97 94

ING. CARLOS JAVIER MENDOZA ESCOBEDO
JEFE DEL LABORATORIO DE MATERIALES
FACULTAD DE INGENIERIA , UNAM
TEL.: 548.65.60 ó 00 EXT. 457

ING. FRANCISCO MORENO DERBEZ
JEFE DEL DEPARTAMENTO DE INGENIERIA
CIVIL Y ESTRUCTURAL
GUANOS Y FERTILIZANTES DE MEXICO, S.A.
AV. CUAUHTEMOC 1236-3°
TEL.: 559.61.20

ING. FRANCISCO ROBLES FERNANDEZ
JEFE DEL DEPARTAMENTO DE MATERIALES
DIVISION DE CIENCIAS BASICAS E INGENIERIA
UNIVERSIDAD AUTONOMA METROPOLITANA
TEL.: 561.37.33 Ext. 205

ING. CONSTANCIO RODRIGUEZ CABELLO
ASESOR TECNICO
DEPTO. DE INGENIERIA CIVIL
FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM
TEL.: 548.96.69

ING. SALVADOR MEDINA RIVERO
COORDINADOR DE CURSOS
CENTRO DE EDUCACION CONTINUA
PALACIO DE MINERIA , TACUBA 5-1°
MEXICO 1, D.F.

ING. EDUARDO GUZMAN ESCUDERO
PROFESOR
FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM
TEL.: 548.96.69

cs.

PROFESORES DEL CURSO EL DISEÑO ESTRUCTURAL

SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES

PARA EL D. F.

ING. GABRIEL AUVINET CHICHARD
Subdirector de la Sección de Mecánica de Suelos
Facultad de Ingeniería
UNAM
Tel.: 548.99.57

ING. OSCAR DE BUEN LOPEZ DE HEREDIA
Gerente
Colinas de Buen
Viaducto Miguel Alemán 190
México, D.F.
Tel.: 538.05.44

DR. LUIS ESTEVA MARABOTO
Subdirector del Instituto de Ingeniería
UNAM
Tel.: 548.97.94

DR. ROBERTO MELI PIRALLA
Coordinador de Estructuras y Materiales
Instituto de Ingeniería
UNAM
Tel.: 5 48.97.94

ING. JOSE H. OSIO SANCHO
Investigador
Instituto de Ingeniería
UNAM
Tel.: 548.54.79

ING. FRANCISCO ROBLES FERNANDEZ
Jefe del Departamento de Materiales
U A M
México 16, D.F.
Tel.: 561.94.00

ING. DANIEL RUIZ FERNANDEZ
Director General de Planeacion
UNAM
Tel.: 550.19.79

'edcz. 19, IV, 77

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO

Dimensionamiento de Estructuras de Concreto según el Nuevo Reglamento del D.F.

ING. JOSE MARIA RIOBOO MARTIN
DIRECTOR GENERAL
RIOBOO, S.A.
INSURGENTES SUR 1194-302
TEL.: 559.13.81

DR. OSCAR M. GONZALEZ CUEVAS
Director
Dirección General de Planeación
UAM
Blvd. Manuel Avila Camacho 90-2
Naucalpan, Edo. de México
Tel.: 576.65.29

10, III, 197

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DEL D.F.

OBSERVACIONES SOBRE EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL D.F. (1977) Y SU APLICACION AL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO.

ING. FRANCISCO ROBLES FERNANDEZ

SEPTIEMBRE DE 1977.

PALACIO DE MINERIA
Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.

0. INTRODUCCION

El nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (1976) contiene innovaciones importantes respecto a la versión de 1966. Por una parte, se ha procurado un tratamiento uniforme de todos los materiales, estableciendo criterios de seguridad y requisitos de comportamiento aplicables por igual a todos ellos. Por otra, siguiendo la tendencia de los reglamentos, códigos y normas más recientes, se ha adoptado como enfoque de diseño, el de estados límites, cuyas características se comentarán posteriormente.

(LAMINA 1)

Las disposiciones generales sobre diseño de estructuras de cualquier material están contenidas en el Título IV del Reglamento, que incluye además recomendaciones sobre diseño por sismo y diseño de cimentaciones y que lleva como título "Requisitos de seguridad y servicio para las estructuras".

(LAM 2)

Las disposiciones para materiales particulares están establecidas en Normas Técnicas Complementarias, que tienen la misma validez legal que el Título IV del

Reglamento. Estas NTC pueden ser modificadas de manera más expedita que el Título IV, que contiene conceptos de carácter más permanente. (Como complemento de estas normas son importantes los manuales de diseño por sismo y diseño por viento que está elaborando el Instituto de Ingeniería.)

(Lám 3)

En cierta forma el Título IV del Reglamento constituye un conjunto de reglas que establecen qué se requiere de los edificios, qué requisitos de comportamiento deben reunir. Esta manera de formular reglamentos es propia de los "performance codes" que ahora empiezan a despertar interés tanto en Europa como en los Estados Unidos.

El establecer cómo cumplir con los requisitos generales formulados en el Título IV es el objeto de las Normas Técnicas Complementarias; que constituyen códigos del tipo denominado "prescriptivo" para estructuras de materiales particulares.

El enfoque general de diseño de estados límite se establece en el Capítulo XXII del Capítulo IV.

Según este enfoque el propósito del diseño estructural es lograr una probabilidad razonablemente baja de que las estructuras lleguen a alcanzar alguna condición específica

durante su vida probable de manera que dejen de ser útiles, o, de otra forma, que dejen de cumplir adecuadamente las funciones a las que estén destinadas.

Las condiciones críticas se llaman <u>estados límite</u>.

(LAMS 4, 5)

(REFS: B1-B5)

CONCEPTO DE RESISTENCIA

(Art. 216, Cap XXXIII)

Magnitud de una acción o de una combinación de acciones que provocaría la aparición de un estado límite de falla en una estructura.

PROCEDIMIENTO GENERAL PARA EVALUACION DE LA SEGURIDAD

El Art 219 (Cap XXXIV) indica que debe revisarse que para las distintas combinaciones de acciones especificadas en el Art 215 y ante la aparición de cualquier estado límite que pudiera presentarse, la resistencia de diseño

sea igual o mayor que el efecto de las acciones nominales que intervengan en la combinación de cargas en estudio, multiplicado por el factor de carga correspondiente.

De otra manera, debe lograrse que la fuerza interna de diseño sea igual o menor que la resistencia de diseño.

Art. (5)

(Obsérvese el Art 226 sobre carga muerta adicional para pisos de concreto:

20 kg/m² adicionales
40 kg/m² si hay capa de mortero adicional

Fuerzas internas debidas a acciones nominales. - Las fuerzas axiales y cortantes y los momentos de flexión o torsión debidos a las acciones nominales. Los valores de estas acciones nominales se definen en los Caps XXII y XXXV - XXXVIII

Resistencia nominal. - Valor de la resistencia que tiene en cuenta la variabilidad de las propiedades mecánicas y geométricas

la diferencia entre valores especificados y los existentes, en la estructura en realidad, y la falta de precisión en el cálculo. (Art. 217). Las NTC dan reglas para el cálculo de resistencias nominales.

Factor de carga (F_c) - Varía de 0.9 a 1.5
(Art. 220)

Factor de reducción de resistencia (F_R) -
Arts 221, 268 ; NTC 1.6

ANTECEDENTES Y OBSERVACIONES GENERALES

(LAM 7)

Observaciones sobre otros reglamentos

En realidad todos los reglamentos han perseguido fines semejantes a los del enfoque de estados límite, aunque no en forma tan ordenada y explícita.

El Reglamento ACI 318-71, por ejemplo, fué un reglamento esencialmente de resistencia, como lo será también la versión que aparecerá en 1977. En esta versión el método de esfuerzos permisibles o de trabajo quedará relegado a un apéndice.

El Reglamento del Distrito Federal

La 1966 sería aceptada por parte de esfuerzos permisibles, aunque se permitía, como alternativa, el "diseño plástico", que es un método de resistencia.

(En general los reglamentos modernos del concreto tienden a abandonar los procedimientos de dimensionamiento basados en esfuerzos permisibles. Se debe esto a que el factor de seguridad de los elementos estructurales dimensionados por estos procedimientos no es uniforme, ya que no puede medirse en todos los casos el factor de seguridad por la relación entre las resistencias de los materiales y los esfuerzos permisibles. En otras palabras, la relación entre la resistencia del material y los esfuerzos de trabajo no es siempre igual a la relación entre la resistencia del elemento y la acción que actúa en condiciones de servicio.)

El reglamento inglés (CP 110), el canadiense, el ruso y varios reglamentos europeos se basan en criterios de estados límite.

Comentarios generales sobre el nuevo Reglamento del Distrito Federal

Para la revisión de los estados límite de falla por ruptura las NTC recurren a métodos de cálculo basados

en las propiedades reales de los materiales, incluyendo sus características inelásticas.

Para la revisión de los estados límite de servicio se aceptan hipótesis elásticas.

En las recomendaciones de detalle para cálculos de resistencia, determinación de deflexiones y revisión de agrietamiento se han seguido en muchos casos las normas del ACI, aunque se ha procurado hacer las simplificaciones que parecieron razonables. En algunos casos se han conservado algunas recomendaciones que fueron desarrolladas para el Reglamento del Distrito Federal de 1966. También tuvieron influencia las Recomendaciones del Comité Europeo de Concreto (CEB-70) y las normas inglesas (CP110-1972).

El nuevo reglamento proporciona un marco que propiciará la fácil incorporación de nuevas experiencias y conocimientos. Su aplicación presentará algunas dificultades al principio, pero es de esperar que conduzca a métodos de diseño cada vez más racionales.

Para los aspectos generales de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto consúltese la ref B6. Las bases en que se fundan los requisitos de seguridad de las nuevas recomendaciones se exponen con detalle en la ref B5. La

ref B1 trata en forma muy sencilla los aspectos fundamentales del diseño por estados límite. En la bibliografía que se acompaña se incluye una colección de textos de concreto reforzado recientes que pueden servir para aclarar los métodos de diseño propuestos en las NTC. Es útil el manual de la ref A2.

CONTENIDO DE LAS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA CONCRETO

(LAM 8)

(Se aprecia que aun se admite como alternativa el dimensionamiento por valores admisibles o esfuerzos permisibles, aunque se da menos énfasis en este enfoque que en la versión de 1966.)

Además de las Normas las NTC contienen comentarios, ayudas de diseño y ejemplos.

Cap 1. Consideraciones generales

(LAM 9)

1.1 Alcance (LAM 10)

1.2 Criterios o enfoques de diseño (LAM 11)

1.3 Análisis (LAM 12)

1.4 Materiales (LAM 13)

1.5 Dimensiones de diseño

Reducir 2 cm en

Espesor de muros
Diámetro columnas
Dimensiones columnas rectangulares
Peralte efectivo lecho superior
Ancho de vigas y arcos

No es necesario pasar dimensiones mayores de 20 cm.

1.6 Factores de reducción de la resistencia

(LAM 14)

Cap 2 Revisión de los estados límite

(LAM 15)

~~2.1 Teoría~~

Cap 3 Requisitos complementarios

(LAM 16)

(Cop 4)

[illegible]

(LDM [illegible])

LAM (1)

CONTENIDO DEL TITULO IX DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL D.F.: "REQUISITOS DE SEGURIDAD Y SERVICIO PARA LAS ESTRUCTURAS"

CAP. XXX.- GENERALIDADES

CAP. XXXI.- ESTADOS LIMITE

CAP. XXXII.- ACCIONES

CAP. XXXIII.- RESISTENCIA

CAP. XXXIV.- PROCEDIMIENTO PARA EVALUACION DE LA SEGURIDAD

CAP. XXXV.- CARGAS MUERTAS

CAP. XXXVI.- CARGAS VIVAS

CAP. XXXVII.- DISEÑO POR SISMO

CAP. XXXVIII.- DISEÑO POR VIENTO

CAP. XXXIX.- CIMENTACIONES

COMENTARIOS

NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS

NTC PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

NTC PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS METALICAS

NTC PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA

NTC PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE MADERA

NTC PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION [illegible]

TITULO IV → QUÉ HACER

(REQUISITOS GENERALES DE COMPORTAMIENTO = "PERFORMANCE CODE")

NORMAS COMPLEMENTARIAS →

CÓMO HACERLO

(REGLAS DE DIMENSIONAMIENTO, FÓRMULAS, ETC. = "SPECIFICATION CODE", CODIGO PRESCRIPTIVO)

C.A.M.

ESTADOS LIMITE
(Título IV, Cap. XXII, Art 206)

- **DE FALLA** (Art. 200)
  (Se agota capacidad de carga y se sufren daños irreversibles por ruptura, inestabilidad, volteo)
  - FRAGIL
  - DUCTIL
- **DE SERVICIO** (Art. 207)
  (La capacidad de carga no es suficiente. Condiciones que afectan al funcionamiento de la estructura)
  - DEFORMACION
  - AGRIETAMIENTO
  - VIBRACION

LAM 5

ESTADOS LIMITE DE SERVICIO (Art. 207, NTC 2.2)

- DEFORMACIONES (NTC 2.2.2)
  - Flechas
    - 0.5 cm + l/240
    - 0.3 cm + l/480
  - Deformaciones horizontales
    - h/250
    - h/500
- VIBRACIONES
- OTROS DAÑOS
  - Agrietamiento (NTC 2.2.3)
  - Aplastamientos
  - Astillamientos, etc.

ADEMÁS:

- SISMO
  - Estado límite de desplazamiento (Art. 242)
  - Estado límite de ruptura de vidrios (Art. 243)
  - Estado límite por choque contra estructuras (Art. 244)
- Movimiento vertical (de servicio)
- Flotación, falla local, colapso general del suelo (de falla)

[EXCAVACION Art. 270 — Se refiere al suelo esencialmente]

JAM

PROCEDIMIENTO GENERAL PARA LA EVALUACION DE LA SEGURIDAD

(Arts 203, 219)

FUERZA INTERNA DE DISEÑO (NTC 1.6)

RESISTENCIA DE DISEÑO (NTC 1.6)

F_c (FUERZA INTERNA DEBIDA A ACCIONES NOMINALES) $\leq$ F_R (RESISTENCIA NOMINAL)

Caps XXXII, XXXV – XXXVIII, NTC 1.6

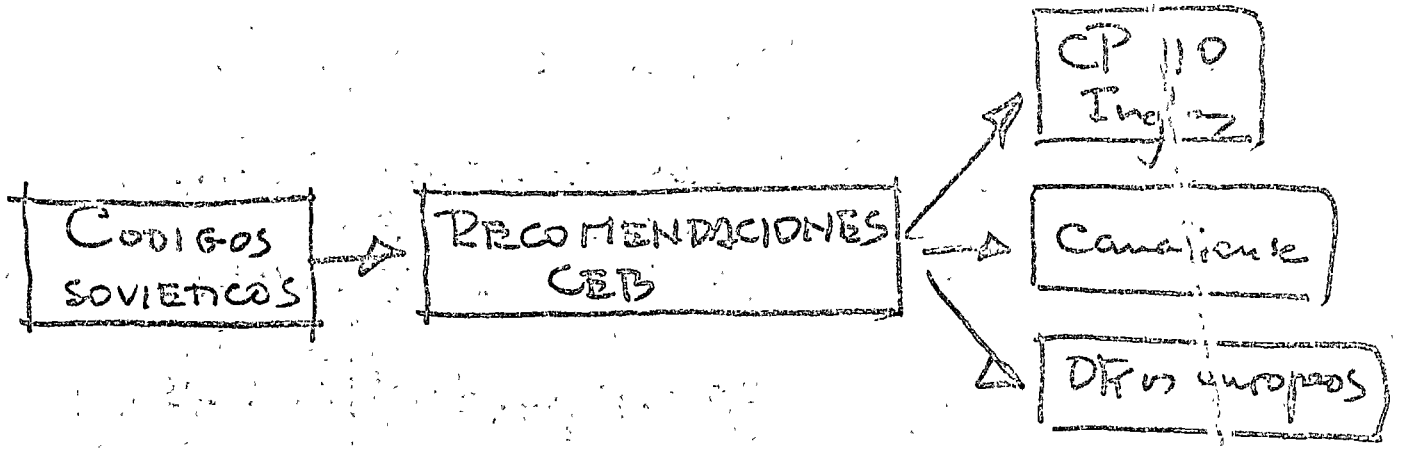
Art 217

F_c = Factor de carga (Art 220)

F_R = Factor de reducción de resistencia (Arts 221, 222)

LAM (7)

EVOLUCION DE LOS REGLAMENTOS DE ESTADOS LIMITE



CONTENIDO DE LAS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

NOTACION

1. CONSIDERACIONES GENERALES

2. REVISION DE LOS ESTADOS LIMITE
   2.1 ESTADOS LIMITE DE FALLA
   2.2 ESTADOS LIMITE DE SERVICIO

3. REQUISITOS COMPLEMENTARIOS

4. DISPOSICIONES COMPLEMENTARIAS PARA FORMAS ESTRUCTURALES COMUNES

5. CONCRETO PRESFORZADO

6. CONCRETO PREFABRICADO

7. CONCRETO SIMPLE

8. CONCRETO LIGERO

9. DISEÑO POR VALORES ADMISIBLES

10. CONSTRUCCION

CONTENIDO CAP. (1): CONSIDERACIONES GENERALES

- 1.1 ALCANCE NTC
- 1.2 ENFOQUE (O CRITERIOS DE DISEÑO)
- 1.3 ANALISIS DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
- 1.4 MATERIALES
- 1.5 DIMENSIONES DE DISEÑO
- 1.6 FACTORES DE REDUCCION DE RESISTENCIA

(11) ALCANCE

- CONCRETO SIMPLE
- CONCRETO REFORZADO
  - ORDINARIO
  - PRESFORZADO
- CONCRETO PESO ORDINARIO
- CONCRETO LIGERO
- CONCRETO COLADO EN EL LUGAR
- CONCRETO PREFABRICADO

(1.2) CRITERIOS (O ENFOQUES) DE DISEÑO

- ESTADOS LIMITE (Art 203 y Cap XXIV)
- PROCEDIMIENTOS ALTERNATIVOS (Art 201)
- DISEÑO POR VALORES ADMISIBLES (Cap 9 de las NTC)

(1.3) ANALISIS

- 1.3.1 ASPECTOS GENERALES
  - ANALISIS, EN SITUACIONES TAL VEZ MEDIANTE ELASTICOS
  - ANALISIS LIMITE
  - REDISTRIBUCION DE MOMENTOS
- 1.3.2 EFECTOS DE ESBELTEZ

1.4 MATERIALES

1.4.1 CONCRETO

Comp.: $f^*_c = 0.8 f'_c$

$(f^*_c = 0.9(1-c_v) f'_c)$ en Regl. 1966.

Tensión:

$E_c = 10\,000 \sqrt{f'_c}$

1.4.2 ACERO

Se toma f_y como valor nominal de diseño

(El Regl. 1966 exigía reducciones.)

Se requiere verificación en obra o garantía escrita del fabricante

Art 321 del Título IV

(1.6) LOS FACTORES DE REDUCCION DE RESISTENCIA TOMAN EN CUENTA S

- Dispersión de los resultados experimentales en que se basan las fórmulas
- El grado de seguridad involucrado con las fórmulas
- Tipo de falla (¿dúctil o frágil?)
- Consecuencias falla

- 2 REVISION DE ESTADOS LIMITE
  - 2.1 ESTADOS LIMITES DE FALLA
    - 2.1.1 Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño (bloque de esfuerzos)
    - 2.1.2 Flexión (Refuerzo mínimo y máximo, vigas T y L, vigas diafragma, ménsulas)
    - 2.1.3 Flexo compresión (Métodos, diagrama interacción, excentricidad accidental, fórmula de Bresler
    - 2.1.4 Aplastamiento
    - 2.1.5 Fuerza cortante
    - 2.1.6 Torsión
  - 2.2 ESTADOS LIMITE DE SERVICIO
    - 2.2.1 Esfuerzos bajo condiciones de servicio
    - 2.2.2 Deflexión (Art 207, Título II)
    - 2.2.3 Agrietamiento

3. REQUISITOS COMPLEMENTARIOS

- 3.1 ANCLAJE
- 3.2 ESPESOR DE DESGASTE
- 3.3 REVESTIMIENTOS
- 3.4 RECUBRIMIENTOS
- 3.5 TAMAÑO MAXIMO AGREGADO
- 3.6 SEPARACION DE BARRAS
- 3.7 PAQUETES DE BARRAS
- 3.8 DOBLECES
- 3.9 EMPALMES
- 3.10 REFUERZOS POR CAMBIOS VOLUMETRICOS
- 3.11 INCLUSIONES

(4) DISPOSICIONES COMPLEMENTARIAS PARA FORMAS ESTRUCTURALES COMUNES

- 4.1 VIGAS (incluye vigas sección (compuesta))
- 4.2 COLUMNAS
- 4.3 LOSAS
  - losas perimetralmente apoyadas
  - losas planas
- 4.4 ZAPATAS
- 4.5 MUROS
- 4.6 ARCOS, CASCARONES Y LOSAS PLEGADAS
- 4.7 ARTICULACIONES PLASTICAS

BIBLIOGRAFIA.

A. TEXTOS Y MANUALES DE CONCRETO REFORZADO.

A1. W. A. Jaill, A. Morisset, J. Perchat, "Calcul du Béton Armé a l'Etat Limite Ultime", Eyrolles, Paris, 1976.

A2. S Loera, R. Meli, C. J. Mendoza, J. L. Trigos, "Manual para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto Reforzado", Comisión Coordinadora de la Industria Siderúrgica, México, D. F., 1976.

A3. R. Park y T. Paulay, "Reinforced Concrete Structures", Wiley, Nueva York, 1975.

A4. O. M. González Cuevas., F. Robles F. V., J. Casillas G. de L., R. Díaz de Cossio, "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado", Limusa, México, D. F. 1974.

A5. G. Winter, H. Nilson, "Design of Concrete Structures", 8a. Ed., Mc. Graw Hill, 1972

A6. UNESCO, "Reinforced Concrete: An International Manual", Butter Worths, Londres, 1971.

A7. M. Fintel, "Handbook of Concrete Engineering", Van Nostrand 1974.

A8. V. Murashev, E. Sigaiov, V. Baikov, "Design of Reinforced Concrete Structures", MIR Publishers, Moscú, 1971.

A9. P. M. Ferguson, "Reinforced Concrete Fundamentals", Wiley, N. York, 1973.

A10. G. Franz, "Tratado del Hormigón Armado", G. Gili, México, 1970-1971.

A11. R. Meli, "Gráficas para Diseño Plástico de Columnas de Concreto Reforzado", Apéndice del Informe 176, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D. F. 1969.

A12. E. Rosenblueth y L. Esteva,, "Diseño Sísmico de Edificios", Ediciones INGENIERIA, México, 1962.

B. DISEÑO POR ESTADOS LIMITES.

B1. J. G. MacGregor, "Safety and Limit States Design for Reinforced Concrete", University of Alberta y otras, 1975.

B2. CEB-FIP, "International Recommendations for the design and Construction of Concrete Structures", Cement and Concrete Association, Londres, 1970.

B3. "Code of Practice for the Structural Use of Concrete", CP 110", British Standards Institution, Londres, 1972.

B4. R. Meli, S. Loera, F. Robles, "El Diseño de Estructuras de Concreto según el nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", próximo a publicarse en la Revista IMCYC.

B5. R. Meli, "Bases para los Criterios de Diseño Estructural del Proyecto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Revista "Ingeniería", México, D. F. Jun-76

C. ANALISIS LIMITE.

C1. A. L. L. Baker, "Limit Design of Concrete Structures", Cement and Concrete Association, Londres, 1971.

C2. D. Beckett, "The Ultimate Load Design of Continuous Concrete Beams", Butterworths, Londres, 1967.

D. EFECTOS DE ESBELTEZ EN COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO.

D1. J. Breen y otros, "Determination of Effective Length Factors for Slender Concrete Columns", ACI Journal, nov. 1972.

D2. R. W. Furlong, "Column Slenderness and Charts for Design", ACI Journal, ene 1971.

D3. ACI Committe 340, "Design Handbook in Accordance with the Strength Design Method of ACI 318-71", Vol. 1 (2nd edition), SP-17-73, American Concrete Institute, Detroit, 1973.

D4. "Code of Practice for the Structural Use of Concrete, CP 110", British Standards Institution, Londres, 1972

D5. W. B. Cranston, "Analysis and Design of Reinforced Concrete Columns", Research Report N°20, Cement and Concrete Association, Londres, 1972.

D6. Column Research Council, "Guide to Design Criteria for Metal Compression Members", 2nd ed., Fritz Engineering Laboratory, Bethlehem, Pa., 1966.

D7. J. G. MacGregor y otros, "Design of Slender Concrete Columns", ACI Journal, ene 1970.

D8. J. G. MacGregor, "Stability of Reinforced Concrete Building Frames", State of Art Paper N°1, Technical Committe 23, Proceedings of the International Conference on Planning and Design of Tall Buildings, Vol. 3, ASCE, Nueva York, 1973. (Contiene información sobre métodos rigurosos para el dimensionamiento de columnas esbeltas.)

D9. R. Park y T. Paulay, "Reinforced Concrete Structures", Inciso 5.5, Wiley, Nueva York, 1975.

D10. "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-71)", American Concrete Institute, Detroit, 1971.

D11. E. Rosenblueth, "Efectos de esbeltez en edificios", Revista Ingeniería, enero 1965, Fac. de Ingeniería UNAM, México, D.F.

D12. R.W. Furlong, "Guidelines for Analyzing Column Slenderness by a Rational Analysis of an Elastic Frame", ACI Journal, mar 1976.

E. ANALISIS DE SEGUNDO ORDEN

E1. O. de Buen y S. Gerard, "Análisis de segundo orden para marcos de edificios", Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D. F., abril 1976.

E2. E. O. Pfrang, "Behavior of Reinforced Concrete Columns with Sidesway", Proceedings, ASCE, Vol 92, ST-3, jun 1966.

E3. J. E. Breen, "Computer Use in Studies of Frames with Long Columns", (Flexiral Mechanics of Reinforced Concrete", SP-12), American Concrete Institute/American Society of Civil Engineers, 1965.

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL

NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

Septiembre, 1977

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.

I N D I C E

NOTACION

A_g	área bruta de la sección transversal
A_s	área de refuerzo longitudinal en tensión en vigas, o área total de refuerzo longitudinal en columnas, cm^2
A'_s	área de refuerzo longitudinal en compresión en vigas
A_{sp}	área de acero de presfuerzo en la zona de tensión
A_{st}	área de refuerzo longitudinal requerido por torsión
A_{sv}	área de una rama de refuerzo transversal por torsión
A_v	área de refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia s
a_s	área transversal de una barra; también área de refuerzo por cambios volumétricos por unidad de ancho de una pieza (véase 3.10)
a_1, a_2	respectivamente, claros corto y largo de un tablero de una losa o lados corto y largo de una zapata (véase tabla 4.1)

b	ancho de una sección rectangular, o ancho del patín a compresión en vigas T, I o L, cm
b'	ancho del alma de una sección T, I o L, cm
b_o	perímetro de la sección crítica por tensión diagonal alrededor de cargas concentradas o reacciones en losas y zapatas
c	en ménsulas, distancia de la carga al paño donde arranca la ménsula
d	peralte efectivo (distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra extrema de compresión), cm
d'	distancia entre el centroide del acero de compresión y la fibra extrema de compresión
d_o	diámetro de una barra
E_c	módulo de elasticidad del concreto
E_s	módulo de elasticidad del acero
F_R	factor de resistencia (véase 1.6)
f'_c	resistencia especificada del concreto a compresión, kg/cm^2
$\bar{f}_c$	resistencia media del concreto a compresión, kg/cm^2

$$f''_c = \left(1.05 - \frac{f^*_c}{1250}\right) f^*_c \leq 0.85\ f^*_c$$

f^*_c	resistencia nominal del concreto a compresión (véase 1.4.1), kg/cm^2
f'_{ci}	resistencia del concreto a compresión cuando ocurre la transferencia en concreto presforzado
$\bar{f}_t$	resistencia del concreto a tensión (véase 1.4.1.b), kg/cm^2
f^*_t	resistencia nominal del concreto a tensión (véase 1.4.1.b), kg/cm^2
f_s	esfuerzo en el acero
f_{sr}	esfuerzo resistente del acero de presfuerzo
f_y	esfuerzo especificado de fluencia del acero, kg/cm^2
f_{yv}	esfuerzo de fluencia de los estribos necesarios por torsión; también del refuerzo vertical por fuerza cortante en vigas diafragma
f_{yp}	esfuerzo convencional de fluencia del acero de presfuerzo
H	longitud libre de un miembro a flexocompresión, o altura total de un muro
H'	longitud efectiva de un miembro a flexocompresión
h	peralte total de un elemento, o dimensión transversal de un miembro paralela a la flexión o a la fuerza cortante; también altura de entrepiso eje a eje
I_g	momento de inercia centroidal de la sección bruta de concreto de un miembro
L	claro de un elemento; también longitud horizontal de un muro o de un tablero de muro, cm
L_d	longitud de desarrollo (véase 3.1.1c)
L_1, L_2	respectivamente claros paralelo y normal a la dirección que se analiza, de un tablero de losa plana
M_u	momento flexionante de diseño
M_R	momento resistente de diseño

M_1, M_2 respectivamente momentos menor y mayor, en valor absoluto, que actúan en los extremos de un miembro a flexocompresión (ya deben incluir el factor de carga correspondiente)

m relación a_1/a_2

P_u fuerza axial de diseño

$p = \frac{A_s}{bd}$ (en vigas)

$p = \frac{A_s}{td}$ (en muros)

$p = \frac{A_s}{A_g}$ (en columnas)

$p' = \frac{A_s'}{bd}$ (en elementos a flexión)

$q = \frac{pf_y}{f''_c}$

R rigidez de entrepiso

r radio de giro

s separación del refuerzo transversal

t espesor de un muro, o del patín de una viga T, cm

T_{cR} momento torsionante con que contribuye el concreto en un miembro reforzado por torsión, kg-cm

T_u momento torsionante de diseño, kg-cm

T_{0R} momento torsionante resistente de diseño de un miembro sin refuerzo para torsión, kg-cm

V_{cR} fuerza cortante de diseño que toma el concreto, kg

V_u	fuerza cortante de diseño, kg
w	carga por metro cuadrado
z	brazo del par interno
	Otras literales definidas en el texto

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance

En esta parte se presentan disposiciones para diseñar estructuras de concreto, incluido el concreto simple y el reforzado (ordinario y presforzado). Se dan las aclaraciones complementarias para concreto ligero estructural.

Estas disposiciones deben considerarse como un complemento de los principios básicos de diseño establecidos en el título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

1.2 Criterios de diseño

Las fuerzas y momentos internos producidos por las acciones a que están sujetas las estructuras se determinarán de acuerdo con los criterios prescritos en 1.3.

El dimensionamiento se hará de acuerdo con los criterios relativos

a los estados límite de falla y de servicio establecidos en el título IV del Reglamento y en estas Normas Complementarias, o por algún procedimiento alternativo que cumpla con los requisitos del artículo 204 del mencionado título IV. En la sección 9 de este capítulo se presenta un procedimiento alternativo aplicable a estructuras y elementos no presforzados basado en valores admisibles en condiciones de servicio (bajo acciones nominales).

Según el criterio de estado límite de falla las estructuras deben dimensionarse de modo que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que en ella actúe sea igual o mayor que el valor de diseño de dicha fuerza o momento internos. Las resistencias de diseño deben incluir el correspondiente factor de resistencia, F_R, prescrito en 1.6. Las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen multiplicando por el correspondiente factor de carga, los valores de dichas fuerzas y momentos internos calculados bajo acciones nominales.

Sea que se aplique el criterio de estado límite de falla o algún criterio alternativo, deben revisarse los estados límite de servicio, es decir, se comprobará que las respuestas de la estructura (deformación, agrietamiento, etc) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

1.3 Análisis

1.3.1 Aspectos generales

Las estructuras de concreto se analizarán, en general, con métodos que supongan comportamiento elástico. También pueden aplicarse métodos de aná-

lisis límite siempre que se compruebe que la estructura tiene suficiente ductilidad y que se eviten fallas prematuras por inestabilidad. Las articulaciones plásticas en vigas y columnas se diseñarán de acuerdo con lo prescrito en 4.7.

En estructuras continuas se admite redistribuir los momentos obtenidos del análisis elástico, satisfaciendo las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos en vigas, nudos y entrepisos, pero sin que ningún momento se reduzca en valor absoluto más del 30 por ciento en columnas zunchadas, vigas y losas apoyadas en vigas o muros, ni que se reduzca más del 15 por ciento en columnas no zunchadas y en losas planas.

1.3.2 Efectos de esbeltez

a) Conceptos preliminares

Restricción lateral de los extremos de columnas. Se supone que una columna tiene sus extremos restringidos lateralmente cuando forma parte de un entrepiso donde la rigidez lateral de contravientos, muros u otros elementos que den restricción lateral no sea menor que el 85 por ciento de la rigidez total de entrepiso. Además, la rigidez de cada diafragma horizontal (losa, etc) a los que llega la columna, no debe ser menor que diez veces la rigidez de entrepiso del marco a que pertenece la columna en estudio. La rigidez de un diafragma horizontal con relación a un eje de columnas se define como la fuerza que debe aplicarse al diafragma en el eje en cuestión para producir una flecha unitaria sobre dicho eje, estando el diafragma libremente apoyado en los elementos que dan restricción lateral (muros, contravientos, etc).

También puede considerarse que una columna tiene sus extremos restringidos lateralmente cuando la deformación total de entrepiso, dividida entre la diferen-

En secciones rectangulares, el radio de giro, r, puede tomarse igual a 0.30 por la dimensión de la sección en la dirección considerada, y en secciones circulares igual a 0.25 por el diámetro. Para otras secciones, r se calculará a partir de la sección bruta de concreto.

c) Limitación para H'/r

En todos los casos en que H'/r sea mayor de 100 deberá hacerse un análisis de segundo orden de acuerdo con lo prescrito en f).

d) Momentos de diseño

Los miembros sujetos a flexocompresión en los que, de acuerdo con b), no puedan despreciarse los efectos de esbeltez se dimensionarán para la carga axial de diseño, P_u, obtenida de un análisis convencional y un momento amplificado, obtenido aproximadamente con el procedimiento de e) o con los criterios I y II que siguen. En todos los casos las excentricidades accidentales definidas según 2.1.3a) se tomarán con los signos que conduzcan al mayor valor del momento de diseño.

En estructuras cuyas columnas no tienen restringidos lateralmente sus extremos, las vigas u otros elementos en flexión se dimensionarán para que resistan los momentos amplificados de los extremos de las columnas. Cuando la torsión de un entrepiso sea significativa se incluirá en la determinación de los efectos de esbeltez.

I. Miembros con extremos restringidos lateralmente

El momento amplificado, M_c, se calculará con la expresión

$$M_c = F_a M_2 \qquad (1.1)$$

donde M_2 es el mayor de los momentos, en valor absoluto, que actúan en los extremos del miembro, obtenido del análisis convencional incluyendo la excentricidad

accidental prescrita en 2.1.3 a), multiplicado por el factor de carga correspondiente

$$F_a = \frac{C_m}{1 - P_u/P_c} \geq 1.0 \qquad (1.2)$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \qquad (1.3)$$

$$P_c = \frac{F_R \pi^2 EI}{(H')^2} \qquad (1.4)$$

M_1/M_2 se valúa con el criterio que se indica en b).

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{(1+u)} \qquad (1.5)$$

$E_c = 10000\sqrt{f'_c}$ (en kg/cm^2)

I_g momento de inercia centroidal de la sección bruta de concreto

u relación entre el máximo momento de diseño por carga muerta y el máximo momento de diseño total.

II. Miembros con extremos no restringidos lateralmente

El momento de diseño para cada columna se calculará con la ec (1.1) usando el mayor de los dos valores de F_a siguientes:

1. El que se obtenga con la ec (1.6) para el entrepiso completo suponiendo que todas las columnas están cargadas, y con sus extremos sin restricción lateral.

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{\Sigma P_c}} \geq 1.0 \qquad (1.6)$$

Las sumas se refieren a todas las columnas del entrepiso.

2. El obtenido como si la columna tuviera sus extremos restringidos.

e) Procedimiento aproximado octativo

Otra manera aproximada de tomar en cuenta los momentos de segundo orden ante la acción combinada de carga vertical y horizontal, consiste en multiplicar los momentos por carga lateral, obtenidos de un análisis convencional, incluyendo las excentricidades accidentales de 2.1.3a), por el factor de amplificación

$$1 + \frac{W_u/h}{R/Q - 1.2\,W_u/h} \qquad (1.7)$$

En esta expresión:

R rigidez de entrepiso, definida como la fuerza cortante en ese entrepiso dividida entre el desplazamiento relativo de los niveles que lo limitan, provocado por la fuerza cortante mencionada (suma de rigideces de entrepiso de todos los marcos de la estructura en la dirección analizada).

W_u suma de las cargas de diseño muertas y vivas (cargas nominales multiplicadas por el factor de carga corres

pondiente) acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.

Q cantidad adimensional definida en el cap XXXVII "Diseño por sismo" del título IV del Reglamento. En diseño por viento se tomará $Q = 1$.

h altura del entrepiso

Si se aplica este procedimiento para valuar los efectos de esbeltez, cada columna aislada debe revisarse suponiendo sus extremos restringidos lateralmente (criterio I del inciso d).

f) Análisis de segundo orden

Este procedimiento consiste en obtener las fuerzas y momentos internos tomando en cuenta los efectos de las deformaciones sobre dichas fuerzas y momentos, así como la influencia de la carga axial en las rigideces. Se puede aplicar cualquiera que sea el valor de H'/r.

1.4 Materiales

1.4.1 Concreto

Estas disposiciones se aplican a concreto elaborado con cemento portland, agregados sanos y agua carente de impurezas nocivas.

a) Resistencia a compresión

Debe comprobarse que el nivel de resistencia del concreto estructural de toda construcción cumpla con la resistencia especificada, f'_c.

El nivel de resistencia de un concreto cumple con una cierta resistencia especificada, f'_c, si la resistencia de una muestra cualquiera tiene una probabilidad de 20 por ciento o menor de ser inferior a f'_c. Se entiende por resistencia de una muestra el promedio de las resistencias de dos cilindros tomados de esa muestra. Se admitirá que un concreto cumple con la resistencia especificada si satisface la prueba de control prescrita en 10.3. Los cilindros usados en estas verificaciones se fabricarán y ensayarán de acuerdo con las normas DGN C159 y DGN C83.

Para diseñar se usará el valor nominal, f^*_c, obtenido con la expresión siguiente:

$$f^*_c = 0.8\ f'_c \qquad (1.8)$$

El valor f_c^* es una medida de la resistencia del concreto en la estructura. Para que sea válida la ecuación (1.8) deben cumplirse los requisitos de transporte, colocación, compactación y curado prescritos en 10.3.

Se hace hicapié en que el proporcionamiento de un concreto debe hacerse para una resistencia media, $\bar{f}_c$, mayor que la especificada, f'_c, y que dicha resistencia media es función del grado de control que se tenga al fabricar el concreto. En la sección 10 se da un criterio para estimar $\bar{f}_c$ a partir de f'_c y del grado de control.

b) Resistencia a tensión

Se considerará como resistencia a tensión, $\bar{f}_t$, de un concreto el promedio de los esfuerzos resistentes obtenidos a partir de no menos de cinco ensayes en cilindros de 15 x 30 cm cargados diametralmente.

La resistencia a tensión por flexión, o módulo de rotura, $\bar{f}_f$, se puede suponer igual a $2\sqrt{f'_c}$ para concretos de peso normal.

Para diseñar se usará un valor nominal, f_f^*, igual a $0.7\,\bar{f}_f$. El módulo de rotura nominal f_f^*, se puede tomar igual a $1.6\sqrt{f_c^*}$ para concretos de peso normal.

En las expresiones anteriores que no sean homogéneas, los esfuerzos deben estar en kg/cm^2 y los resultados se obtienen en estas unidades.

c) Módulo de elasticidad, E_c

Para concretos de peso normal (mayor o igual a 2 ton/m^3) el módulo de elasticidad se supondrá igual a 10 000 $\sqrt{f'_c}$, en kg/cm^2. El del concreto ligero se determinará de acuerdo con lo prescrito en la sección 8.

Pueden usarse otros valores de E_c que estén suficientemente respaldados por resultados de laboratorio.

1.4.2 Acero

Como refuerzo ordinario para concreto pueden usarse barras de acero y/o malla soldada de alambre. Las barras serán corrugadas, con la salvedad que se indica adelante, y deben cumplir con las normas DGN B6 1974 ó DGN B294 1972. La malla cumplirá con la norma DGN B290 1975. Se admitirá que un lote de barras de refuerzo cumple con el esfuerzo mínimo de fluencia (real o convencional) de la norma correspondiente si satisface la prueba de control prescrita en 10.2. Se permite el uso de barra lisa de 6.4 mm de diámetro (No. 2) para estribos, conectores de elementos compuestos y como refuerzo para fuerza cortante por fricción (véase 2.1.5k). El acero de presfuerzo cumplirá con las normas DGN B293 1974 o DGN B292 1974.

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario, E_s, se supondrá igual a 2×10^6 kg/cm^2.

Para calcular resistencias se usarán los esfuerzos de fluencia mínimos, f_y, establecidos en las normas citadas.

1.5 Dimensiones de diseño

Para calcular resistencias, se harán reducciones de dos centímetros en las siguientes dimensiones:

- Espesor de muros
- Diámetro de columnas circulares
- Ambas dimensiones transversales de columnas rectangulares
- Peralte efectivo correspondiente al refuerzo de lecho superior de elementos horizontales o inclinados, incluyendo cascarones y arcos
- Ancho de vigas y arcos

Estas reducciones no son necesarias en dimensiones mayores de 20 cm, ni en elementos donde se tomen precauciones que garanticen que las dimensiones resistentes no serán menores que las de cálculo y que dichas precauciones se consignen en los planos estructurales.

1.6 Factores de resistencia

De acuerdo con el título IV del Reglamento, las resistencias deben afectarse por un factor de reducción, F_R, que valdrá 0.9 para flexión, y 0.8 para cortante y torsión. En flexocompresión, F_R se tomará igual a 0.85 cuando el núcleo esté confinado con un zuncho que cumpla con los requisitos de 4.2.3, o con estribos que cumplan con el requisito g) de 4.7, y también cuando el elemento falle en tensión. Si el núcleo no está confinado y la falla es en compresión, F_R se supondrá igual a 0.75. Para aplastamiento F_R valdrá 0.7.

Estas resistencias reducidas (resistencias de diseño) son las que, al dimensionar, se comparan con las fuerzas internas de diseño. Las fuerzas internas de diseño se obtienen multiplicando las debidas a cargas nominales, por los factores de carga prescritos en el título IV del Reglamento.

2. REVISION DE LOS ESTADOS LIMITE

2.1 Estados límite de falla

2.1.1 Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño

La determinación de resistencias de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará a partir de las condiciones de equilibrio y de las siguientes hipótesis:

a) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.

b) Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente.

c) El concreto no resiste esfuerzos de tensión.

d) La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es 0.003.

e) La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto cuando se

alcanza la resistencia es uniforme en una zona cuya profundidad es 0.8 veces la del eje neutro, definido éste de acuerdo con las hipótesis anteriores. El esfuerzo uniforme se tomará igual a $0.85\ f_c^*$ si $f_c^* \leq 250\ kg/cm^2$ e igual a $(1.05 - \frac{f_c^*}{1250})\ f_c^*$ si $f_c^* > 250\ kg/cm^2$. El diagrama esfuerzo-deformación unitaria del acero de refuerzo ordinario, sea o no torcido en frío, puede idealizarse por medio de una recta que pase por el origen, con pendiente igual a E_s, y una recta horizontal que pase por la ordenada correspondiente al esfuerzo de fluencia del acero, f_y. En aceros que no presentan fluencia bien definida la recta horizontal pasará por el esfuerzo convencional de fluencia. El esfuerzo convencional de fluencia se define por la intersección del diagrama esfuerzo-deformación unitaria con una recta paralela al tramo elástico, cuya abscisa al origen es 0.002, o como lo indique la norma respectiva de las mencionadas en 1.4.2. Pueden utilizarse otras idealizaciones razonables, o bien la gráfica del acero empleado obtenida experimentalmente. En cálculos de elementos de concreto presforzado deben usarse los diagramas esfuerzo-deformación unitaria del acero utilizado, obtenidos experimentalmente.

La resistencia determinada con estas hipótesis, multiplicada por el factor F_R correspondiente da la resistencia de diseño.

2.1.2 Flexión

a) Refuerzo mínimo

El armado mínimo de tensión en secciones de concreto reforzado o presforzado, excepto losas perimetralmente apoyadas, será el requerido para que el momento resistente de la sección sea por lo menos 1.5 veces el momento de agrietamiento de la sección transformada no agrietada. Para valuar el refuerzo mínimo el momento de agrietamiento se obtendrá con el módulo de rotura no reducido $\bar{f}_f$, definido en 1.4.1.

El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal, puede calcularse con la siguiente expresión aproximada

$$A_{s\,min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y}\,bd \qquad (2.1)$$

donde b y d son el ancho y el peralte efectivo, no reducidos, de la sección.

b) Refuerzo máximo

El área máxima de acero de tensión en secciones de concreto reforzado que no deban resistir fuerzas sísmicas será la que corresponde a la falla balanceada de la sección considerada. La falla balanceada ocurre cuando simultáneamente el acero llega a su esfuerzo de fluencia y el concreto alcanza su deformación máxima de 0.003 en compresión. Este criterio es general y se aplica a secciones de cualquier forma sin acero de compresión o con él. En elementos a flexión que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas, el área máxima de acero de tensión será 75 por ciento de la correspondiente a falla balanceada. Este último límite rige también en zonas afectadas por articulaciones plásticas.

Las secciones rectangulares sin acero de compresión tienen falla balanceada cuando su área de acero es igual a

$$\frac{f''_c}{f_y} \; \frac{4800}{f_y + 6000} \; bd \qquad (2.2)$$

donde

$$f''_c = 0.85\, f^*_c \text{ si } f^*_c \leq 250 \text{ kg/cm}^2 \qquad (2.3)$$

y

$$f''_c = (1.05 - \frac{f^*_c}{1250})\, f^*_c \text{ si } f^*_c > 250 \text{ kg/cm}^2 \qquad (2.4)$$

y b y d son el ancho y el peralte efectivo de la sección, reducidos de acuerdo con 1.5. El peralte efectivo, d, de una sección es la distancia del centroide del acero de tensión a la fibra extrema de compresión.

En otras secciones, para determinar el área de acero que corresponde a la falla balanceada se aplicarán las condiciones de equilibrio y las hipótesis de 2.1.1.

c) Secciones L y T

El ancho del patín que se considere trabajando a compresión en secciones L y T a cada lado del alma será el menor de los tres valores siguientes: la octava parte del claro menos la mitad del ancho del alma, la mitad de la distancia al paño del alma del miembro más cercano, y 8 veces el espesor del patín.

Se comprobará que el área del refuerzo transversal que se suministre en el patín, incluyendo el del lecho inferior, no sea menor que $10/f_y$ veces el área transversal del patín (f_y en kg/cm^2). La longitud de este refuerzo debe comprender el ancho efectivo del patín y, a cada lado de los paños del alma, debe anclarse de acuerdo con 3.1.

d) Fórmulas para calcular resistencias

Las condiciones de equilibrio y las hipótesis generales de 2.1.1 conducen a las siguientes expresiones para resistencias a flexión, M_R. En dichas expresiones $F_R = 0.9$.

Secciones rectangulares sin acero de compresión

$$M_R = F_R\, b\, d^2\, f''_c\, q\, (1 - 0.5q) \qquad (2.5)$$

ó

$$M_R = F_R\, A_s\, f_y\, d\, (1 - 0.5q) \qquad (2.6)$$

donde

b ancho de la sección (véase 1.5)

d peralte efectivo (véase 1.5)

$$f''_c = \left(1.05 - \frac{f^*_c}{1250}\right) f^*_c \leq 0.85\, f^*_c$$

$$q = \frac{p\, f_y}{f''_c} \qquad (2.7)$$

$$p = \frac{A_s}{bd} \qquad (2.8)$$

A_s área del refuerzo de tensión

Secciones rectangulares con acero de compresión

$$M_R = F_R \left[(A_s - A'_s)\, f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) + A'_s\, f_y\, (d - d') \right] \qquad (2.9)$$

donde

$$a = \frac{(A_s - A'_s)\, f_y}{f''_c\, b}$$

A_s área de acero de tensión

A'_s área de acero de compresión

d' distancia entre el centroide del acero de compresión y la fibra extrema de compresión

La ec (2.9) es válida sólo si el acero de compresión fluye cuando se alcanza la resistencia de la sección. Esto se cumple si

$$(p - p') \geq \frac{4800}{6000 - f_y} \quad \frac{d'}{d} \quad \frac{f''_c}{f_y} \tag{2.10}$$

donde

$$p' = \frac{A'_s}{bd}$$

Cuando no se cumpla esta condición, M_R se determinará con un análisis de la sección basado en el equilibrio y las hipótesis de 2.1.1; o bien se calculará aproximadamente con las ecs (2.5) o (2.6) despreciando el acero de compresión. En todos los casos habrá que revisar que el acero de tensión cumpla con el requisito de 2.1.2 b. El acero de compresión debe restringirse contra el pandeo con estribos que cumplan los requisitos de 4.2.2.

Secciones T e I sin acero de compresión

Si la profundidad del bloque de esfuerzos, a, calculada con la ec (2.11) no es mayor que el espesor del patín, t, el momento resistente se puede calcular con las expresiones (2.5) o (2.6) usando el ancho del patín a compresión como b. Si a resulta mayor que t, el momento resistente puede calcularse con la expresión (2.12)

$$a = \frac{A_s f_y}{f''_c b} \qquad (2.11)$$

$$M_R = F_R \left[A_{sp} f_y \left(d - \frac{t}{2}\right) + (A_s - A_{sp}) f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \right] \qquad (2.12)$$

donde

$$A_{sp} = \frac{f''_c (b - b') t}{f_y}$$

$$a = \frac{(A_s - A_{sp}) f_y}{f''_c b'}$$

En las expresiones anteriores

b, ancho del patín

b', ancho del alma

La fórmula (2.12) es válida si el acero fluye cuando se alcanza la resistencia. Esto se cumple si

$$A_s \leq \frac{f''_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} b'd + A_{sp}$$

e) Resistencia a flexión de vigas diafragma

Se consideran como vigas diafragma aquellas cuya relación de claro, L, a peralte total, h, es menor que 2.5 si son continuas en varios claros, o menor que 2.0 si constan de un solo claro libremente apoyado. En su diseño no son aplicables las hipótesis generales de 2.1.1. L es la distancia libre entre apoyos. Si la cuantía A_s/bd es menor o igual que 0.008 la resistencia a flexión de vigas diafragma se puede estimar

con la expresión

$$M_R = F_R \cdot A_s f_y z \qquad (2.13)$$

donde z es el brazo del par interno. En vigas de un claro, z se valúa con el criterio siguiente

$$z = (0.4 + 0.2 \frac{L}{h}) h, \qquad \text{si } 1.0 < \frac{L}{h} \leq 2.0$$

$$z = 0.6 L, \qquad \text{si } \frac{L}{h} \leq 1.0$$

Las vigas diafragma continuas se pueden diseñar por flexión con el procedimiento siguiente:

I Analícese la viga como si no fuera peraltada y obténganse los momentos resistentes necesarios

II Calcúlense las áreas de acero con la ec (2.13), valuando el brazo en la forma siguiente:

$$z = (0.3 + 0.2 \frac{L}{h}) h, \qquad \text{si } 1.0 < \frac{L}{h} \leq 2.5$$

$$z = 0.5 L, \qquad \text{si } \frac{L}{h} \leq 1.0$$

El acero de tensión se colocará como se indica en 4.1.4.

Las vigas diafragma que unan muros de cortante de edificios se diseñarán según lo prescrito en 4.1.4e).

f) Resistencia a flexión de ménsulas

Aquí el término ménsula se referirá a un voladizo sujeto a una carga concentrada, de modo que la relación entre la distancia, c, de la carga al paño donde arranca el voladizo y el peralte total de éste en dicho paño, h, es menor o igual a 1.0. Si la carga actúa en la cara superior de la ménsula y la cuantía, A_s/bd, es menor o

igual que 0.008, su resistencia a flexión puede estimarse con la ec (2.13). El brazo, z, se determinará en la siguiente forma:

$$z = (0.4 + 0.4\,\frac{c}{h})\,h, \qquad \text{si } 0.5 < \frac{c}{h} \leq 1.0$$

$$z = 1.2c, \qquad \text{si } \frac{c}{h} \leq 0.5$$

El área A_s cumplirá con el requisito de refuerzo mínimo de 2.1.2 a).

g) Resistencia a flexión de muros

La resistencia de muros a flexión en su plano puede calcularse con la ec (2.13) si la cuantía A_s/td es menor o igual que 0.008. Aquí t es el espesor del muro y d su peralte efectivo en la dirección de la flexión. El brazo z se obtendrá con el criterio siguiente:

$$z = 0.8\,L, \qquad \text{si } \frac{H}{L} \geq 1.0$$

$$z = (0.4 + 0.4\,\frac{H}{L})\,L, \qquad \text{si } 0.5 < \frac{H}{L} < 1.0$$

$$z = 1.2H, \qquad \text{si } \frac{H}{L} \leq 0.5$$

donde H es la altura total del muro y L su longitud.

2.1.3 Flexocompresión

Toda sección sujeta a flexocompresión se dimensionará para la combinación más desfavorable de carga axial y momento, incluyendo los efectos de esbeltez. El dimensionamiento puede hacerse a partir de las hipótesis generales de 2.1.1, o bien con diagramas de interacción construidos de acuerdo con ellos. El factor de resistencia F_R, se aplicará a la resistencia a carga axial y a la resistencia a flexión.

a) Excentricidad accidental

La excentricidad de diseño no será menor que la excentricidad calculada más una accidental igual a $0.05\ h \geq 2$ cm, donde h es la dimensión de la sección en la dirección en que se considera la flexión. La excentricidad accidental se tomará con su signo más desfavorable.

b) Compresión y flexión en dos direcciones

Son aplicables las hipótesis de 2.1.1. Para secciones cuadradas o rectangulares también puede usarse la expresión siguiente:

$$P_R = \frac{1}{1/P_{Rx} + 1/P_{Ry} - 1/P_{RO}} \qquad (2.14)$$

donde

P_R carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades e_x y e_y

P_{RO} carga axial resistente de diseño, suponiendo $e_x = e_y = 0$

P_{Rx} carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_x en un plano de simetría

P_{Ry} carga normal resistente de diseño aplicada con una excentricidad e_y en el otro plano de simetría.

La ec (2.14) es válida para $P_R/P_{RO} \geq 0.1$. Los valores de e_x y e_y deben incluir los efectos de esbeltez y la excentricidad accidental prescrita en a).

Para valores de P_R/P_{RO} menores que 0.10, se usará la expresión siguiente:

$$\frac{M_{ux}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{Ry}} \leq 1.0 \qquad (2.15)$$

donde M_{ux} y M_{uy} son los momentos de diseño según los ejes X y Y, y M_{Rx} y M_{Ry} son los momentos resistentes de diseño según los mismos ejes.

2.1.4 Aplastamiento

En apoyos de miembros estructurales y otras superficies sujetas a presiones de contacto o aplastamiento el esfuerzo de diseño no se tomará mayor que $F_R f_c^*$. Cuando la superficie que recibe la carga tiene un área mayor que el área de contacto, el esfuerzo de diseño puede incrementarse en la relación $\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$, donde A_1 es el área de contacto y A_2 es el área de la figura de mayor tamaño, semejante al área de contacto y concéntrica con ella, que puede inscribirse en la superficie que recibe la carga.

Esta disposición no se aplica a los anclajes de tendones postensados (véase 5.4.1).

2.1.5 Fuerza cortante

a) Fuerza cortante que toma el concreto, V_{cR}

Las expresiones para V_{cR} que se presentan enseguida para distintos elementos son aplicables cuando la dimensión transversal, h, del elemento, paralela a la

fuerza cortante, no es mayor que un metro y, además, la relación h/b no excede de 6. Por cada una de las dos condiciones anteriores que no se cumpla se reducirá V_{cR} dado por dichas expresiones en 20 por ciento. Para valuar h/b en vigas T o I se usará el ancho del alma b'.

I Vigas sin presfuerzo

En vigas con relación claro a peralte total, L/h, no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto, V_{cR}, se calculará con el criterio siguiente:

$$\text{si } p < 0.01 \qquad V_{cR} = F_R\, bd\,(0.2 + 30\,p)\sqrt{f_c^*} \qquad (2.16)$$

$$\text{si } p \geq 0.01 \qquad V_{cR} = 0.5\, F_R\, bd\sqrt{f_c^*} \qquad (2.17)$$

Si L/h es menor que 4 y las cargas y reacciones comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, V_{cR} se obtendrá multiplicando el valor que da la ec (2.17) por $(3.5 - 2.5\,\frac{M}{Vd}) > 1.0$, pero sin que se tome V_{cR} mayor que $1.5\, F_R\, bd\sqrt{f_c^*}$. En el factor anterior M y V son el momento flexionante y la fuerza cortante que actúan en la sección. Si las cargas y reacciones no comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, no se modificará el valor dado por la ec (2.17). Para relaciones L/h comprendidas entre 4 y 5, V_{cR} se hará variar linealmente hasta los valores dados por las ecs (2.16) y (2.17).

Cuando una carga concentrada actúa a no más de 0.5 d del paño de un apoyo, el tramo de viga comprendido entre la carga y el paño del apoyo, además de cumplir con los requisitos de esta Sección, se revisará con el criterio de cortante por fricción de 2.1.5 k).

Para secciones T, I o L, en todas las expresiones anteriores se usará el ancho, b', en lugar de b. Si el patín está a compresión, al producto b'd pueden

sumarse las cantidades t^2 en vigas T e I, y $t^2/2$ en vigas L, siendo t el espesor del patín.

II Miembros sujetos a flexión y carga axial

En miembros a flexocompresión en los que P_u no exceda de $0.7\ f_c^* A_g + 2000\ A_s$ la fuerza cortante que toma el concreto, V_{cR}, se obtendrá multiplicando los valores dados por las ecs (2.16) o (2.17) por $1 + 0.007\ (P_u/A_g)$. Para valuar p se usará el área de las varillas de la capa más próxima a la cara de tensión o a la de compresión mínima en secciones rectangulares, y $0.33\ A_s$ en secciones circulares. Para estas últimas bd se sustituirá por A_g.

Si P_u es mayor que $0.7\ f_c^* A_g + 2000\ A_s$ se hará variar linealmente V_{cR}, en función de P_u, hasta cero para $P_u = A_g\ f_c'' + A_s\ f_y$.

En miembros sujetos a flexotensión, V_{cR} se obtendrá multiplicando los valores dados por las ecs (2.16) o (2.17) por $1 - 0.03\ (P_u/A_g)$. Para valuar p y tratar secciones circulares se aplicará lo antes dicho para miembros a flexocompresión.

P_u es el valor absoluto de la fuerza axial de diseño, en kg, obtenida con el factor de carga más desfavorable en cada caso; A_g el área bruta de la sección transversal y A_s el área total de acero en la sección, ambas en cm^2.

III Miembros de concreto presforzado

La fuerza V_{cR}, se calculará con la expresión

$$V_{cR} = F_R\ bd\ (0.15\sqrt{f_c^*} + 50\ \frac{V\ d_t}{M}) \qquad (2.18)$$

a condición de que el presfuerzo efectivo sea por lo menos igual al 40 por ciento de la resistencia a tensión de todo el refuerzo de tensión (presforzado y sin presforzar).

Sin embargo, no es necesario tomar V_{cR} menor que $0.5\ F_R\ bd\sqrt{f^*_c}$, ni deberá tomarse mayor que $1.3\ F_R\ bd\sqrt{f^*_c}$. En la expresión (2.18) M y V son el momento flexionante y la fuerza cortante que actúan en la sección, y d_t es la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de los tendones de presfuerzo.

Si el presfuerzo efectivo no cumple con la condición del párrafo anterior, se aplicarán las ecs (2.16) o (2.17) según el caso.

La contribución de los patines en vigas T, I y L se valuará con el criterio que se prescribe en el número I para vigas sin presfuerzo.

b) Refuerzo por tensión diagonal en vigas y columnas sin presfuerzo

Este refuerzo debe estar formado por estribos cerrados perpendiculares u oblicuos al eje de la pieza, barras dobladas o una combinación de estos elementos. También puede usarse malla de alambre soldado, empalmándola según 3.9.2.

Para estribos no se usará acero con esfuerzo de fluencia mayor de 4200 kg/cm^2. Para dimensionar, el esfuerzo de fluencia de la malla no se tomará mayor que 4200 kg/cm^2. El diámetro mínimo de estribos será de 6.3 mm (No. 2).

No se tendrán en cuenta estribos que formen un ángulo con el eje de la pieza menor de 45°, ni barras dobladas en que dicho ángulo sea menor de 30°.

En vigas de marcos que deban resistir sismo y en cuyo diseño se usa un factor de ductilidad de 2 o mayor (véase el cap XXXVII del Título IV del Reglamento) debe suministrarse un refuerzo mínimo por tensión diagonal cuando la fuerza cortante de diseño, V_u, sea menor que V_{cR}. Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 6.3 mm (No. 2), espaciados a cada medio

peralte efectivo y se colocará a partir de toda unión de viga con columnas o muros hasta un cuarto del claro correspondiente.

Cuando sea aplicable el requisito de refuerzo mínimo del párrafo anterior, así como cuando V_u sea mayor que V_{cR}, se requerirá refuerzo por tensión diagonal. En el segundo caso, el espaciamiento, s, se determinará con la expresión y limitaciones siguientes

$$s = \frac{F_R\, A_v\, f_y\, d\, (\text{sen}\ \theta + \cos\theta)}{V_u - V_{cR}} \leq \frac{F_R\, A_v\, f_y}{3.5b} \qquad (2.19)$$

A_v es el área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia s y θ es el ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza. En la ec (2.19) A_v debe estar en cm^2, f_y en kg/cm^2, V_u y V_{cR} en kg, y b y d en cm. El espaciamiento resulta en cm. Para secciones circulares se sustituirá d por el diámetro de la sección.

Si V_u es mayor que V_{cR} pero menor o igual que $1.5F_R\, b\, d\sqrt{f_c^*}$ el espaciamiento de estribos verticales no deberá ser mayor que 0.5 d.

Si V_u es mayor que $1.5F_R\, bd\sqrt{f_c^*}$ el espaciamiento de estribos verticales no deberá ser mayor que 0.25d.

En ningún caso se permitirá que V_u sea superior a $2.5F_R\, bd\sqrt{f_c^*}$

Cuando el refuerzo conste de un solo estribo o grupo de barras paralelas dobladas en una misma sección su área se calculará con

$$A_v = \frac{V_u - V_{cR}}{F_R\, f_y\, \text{sen}\ \theta} \qquad (2.20)$$

En este caso no se admitirá que V_u sea mayor que $1.5\, F_R \sqrt{f^*_c}\, b\, d$

c) Refuerzo por tensión diagonal en vigas presforzadas

Este refuerzo estará formado por estribos perpendiculares al eje de la pieza, con esfuerzo de fluencia no mayor de 4200 kg/cm^2, o por malla de alambre soldado cuyo esfuerzo de fluencia no se tomará mayor que 4200 kg/cm^2.

Cuando la fuerza cortante de diseño, V_u, es mayor que V_{cR}, se requiere refuerzo por tensión diagonal cuyo espaciamiento se determinará con la ec (2.19) y las limitaciones siguientes:

Si V_u es mayor que V_{cR} pero menor o igual que $1.5 F_R\, b\, d \sqrt{f^*_c}$, el espaciamiento no deberá ser mayor que 0.75h siendo h el peralte total de la pieza.

Si V_u es mayor que $1.5 F_R\, b\, d \sqrt{f^*_c}$, el espaciamiento de los estribos no deberá ser mayor que 0.375h.

En ningún caso se admitirá que V_u sea mayor que $2.5\, F_R\, b\, d \sqrt{f^*_c}$

d) Proximidad a reacciones y cargas concentradas

Cuando una reacción comprime directamente la cara del miembro que se considera, las secciones situadas a menos de una distancia d del paño del apoyo pueden dimensionarse para la misma fuerza cortante de diseño que actúa a la distancia d. En elementos presforzados, las secciones situadas a menos de h/2 del paño del apoyo pueden dimensionarse con la fuerza cortante de diseño que actúa a h/2; d y h son el peralte efectivo y el total respectivamente.

Cuando una carga concentrada se trasmite al miembro a través de vigas secundarias que llegan a sus caras laterales, se tomará en cuenta su efecto sobre la tensión diagonal del miembro principal cerca de la unión.

e) Vigas con tensiones perpendiculares a su eje

Si una carga se trasmite a una viga de modo que produzca tensiones perpendiculares a su eje, como sucede en vigas que reciben cargas de losa en su parte inferior, se suministrarán estribos adicionales en la viga calculados para que trasmitan la carga a la viga.

f) Interrupción y traslape del refuerzo longitudinal

En tramos comprendidos a un peralte efectivo de las secciones donde, en zonas de tensión, se interrumpa más que 33 por ciento, o traslape más que 50 por ciento del refuerzo longitudinal, la fuerza cortante máxima que puede tomar el concreto se considerará de $0.7\ V_{cR}$.

g) Fuerza cortante en vigas diafragma

Para determinar la fuerza cortante, V_{cR}, que resiste el concreto en vigas diafragma, se aplicará lo dispuesto en el número I de a) para vigas con relación L/h menor que 4.

La sección crítica para fuerza cortante se considerará situada a una dis-

tancia del paño del apoyo igual a 0.15 L en vigas con carga uniformemente repartida, e igual a la mitad de la distancia a la carga más cercana en vigas con cargas concentradas, pero no se supondrá a más de un peralte efectivo del paño del apoyo si las cargas y reacciones comprimen directamente dos caras opuestas de la viga, ni a más de medio peralte efectivo en caso contrario.

Si la fuerza cortante de diseño, V_u, es mayor que V_{cR}, la diferencia se tomará con refuerzo. Dicho refuerzo constará de estribos cerrados verticales y barras horizontales, cuyas contribuciones se determinarán como sigue, en vigas donde las cargas y reacciones comprimen directamente caras opuestas:

La contribución del refuerzo vertical se supondrá igual a:

$$0.083\ F_R\ f_{yv}\ d\ A_v\ (1 + L/d)/s \qquad (2.21)$$

donde A_v es el área del acero vertical comprendida en cada distancia s, y f_{yv} el esfuerzo de fluencia de dicho acero.

La contribución del refuerzo horizontal se supondrá igual a:

$$0.083\ F_R\ f_{yh}\ d\ A_{vh}\ (11 - L/d)/s_h \qquad (2.22)$$

donde A_{vh} es el área de acero horizontal comprendida en cada distancia s_h, y f_{yh} el esfuerzo de fluencia de dicho acero.

El refuerzo que se determine en la sección crítica antes definida se usará en todo el claro.

En vigas donde las cargas y reacciones no comprimen directamente dos caras opuestas, además de lo aquí prescrito se tomarán en cuenta las disposiciones de d) y e) que sean aplicables.

Las zonas próximas a los apoyos se dimensionarán de acuerdo con 4.1.4d).

Refuerzo mínimo. En las vigas diafragma se suministrará refuerzo vertical y horizontal que en cada dirección cumpla con los requisitos de 3.10, para refuerzo por cambios volumétricos.

Limitación para V_u. La fuerza V_u no debe ser mayor que $2\ F_R\ bd\ \sqrt{f_c^*}$.

h) Fuerza cortante en ménsulas con relación c/h no mayor que 0.5

La resistencia de estas ménsulas a fuerza cortante se determinará con el criterio de cortante por fricción de k). Además, la geometría de las ménsulas y los detalles de su refuerzo deben cumplir con los requisitos de la fig 2.1.

i) Fuerza cortante en muros

La fuerza cortante, V_{cR}, que toma el concreto en muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano se determinará con el criterio siguiente:

Si en la sección considerada la relación $M_u/V_u L$ es menor o igual que 1.0, se aplicará la expresión

$$V_{cR} = 0.85\ \sqrt{f_c^*}\ tL \qquad (2.23)$$

Si M_u/V_{uL} es mayor o igual que 1.5 se aplicarán las expresiones (2.16) o (2.17) en las que b se sustituirá por el espesor del muro, t; el peralte efectivo, d, se

El concreto normal después de una hora de ensaye mostró porosidades que se incrementaron hasta el final de la prueba, En el concreto reforzado varias de las fibras superficiales fueron desprendidas por el flujo después de una hora de ensaye, posteriormente,continuó dañándose el concreto hasta finalizar la prueba. En la fig 11 se muestra la evolución del daño para el concreto normal y el reforzado, y en las figs 12 y 13 hay un acercamiento de los daños en el concreto normal y en el reforzado al finalizar el ensaye.

determinará con base en el ancho de distribución del refuerzo, definido en 4.5.3, y la cuantía será

$$p = \frac{A_s}{td} \qquad (2.24)$$

donde A_s es el área de acero de tensión por flexión, calculada según 2.1.2g).

Para valores de M_u/V_uL comprendidos entre 1.0 y 1.5 puede interpolarse linealmente.

Cuando la fuerza cortante de diseño, V_u, es mayor que V_{cR}, se requiere refuerzo por fuerza cortante. Dicho refuerzo constará de dos capas de barras horizontales y verticales, cada una próxima a una cara del muro, a menos que el espesor de éste no exceda de 20 cm, en cuyo caso puede colocarse una sola capa a medio espesor. Las barras verticales deben estar ancladas de modo que en la sección de desplante del muro sean capaces de desarrollar su esfuerzo de fluencia.

La cuantía de refuerzo horizontal, p_h, no será menor que

$$\frac{V_u - V_{cR}}{F_R\, f_y\, dt} \qquad (2.25)$$

ni que la necesaria por cambios volumétricos según 3.10. El espaciamiento del refuerzo horizontal, s_h, no será mayor que el especificado en 3.10, ni que L/5.

La cuantía de refuerzo vertical, p_v, no será menor que

$$0.0025 + 0.5\ (2.5 - \frac{H}{L})\ (p_h - 0.0025) \qquad (2.26)$$

ni que la necesaria por cambios volumétricos según 3.10; sin embargo, no necesita ser mayor que p_h. El espaciamiento del refuerzo vertical, s_v, no será mayor que el prescrito en 3.10.

En lo anterior

$$p_h = \frac{A_{vh}}{s_h\ t}$$

$$p_v = \frac{A_{vv}}{s_v\ t}$$

A_{vh} área de refuerzo horizontal comprendida en una distancia s_h

A_{vv} área de refuerzo vertical comprendida en una distancia s_v

H altura total del muro

L longitud horizontal del muro

Refuerzo mínimo. En muros se suministrará refuerzo vertical y horizontal que en cada dirección cumpla con los requisitos de 3.10 para refuerzo por cambios volumétricos.

Limitación para V_u. En ningún caso se admitirá que V_u sea mayor que $2 F_R Lt \sqrt{f^*_c}$.

j) Fuerza cortante en losas y zapatas

La resistencia de losas y zapatas a fuerza cortante en la vecindad de cargas o reacciones concentradas será la menor de las correspondientes a las dos condiciones que siguen:

I. La losa o zapata actúa como una viga ancha en tal forma que las grietas diagonales potenciales se extenderían en un plano que abarca todo el ancho. Este caso se trata de acuerdo con las disposiciones para vigas de a) y b).

II. Existe una acción en dos direcciones de manera que el agrietamiento diagonal potencial se presentaría sobre la superficie de un cono o pirámide truncados en tomo a la carga o reacción concentrada. En este caso se procede como se indica a continuación.

La sección crítica se supondrá perpendicular al plano de la losa y se localizará de acuerdo con lo siguiente:

Si el área donde actúa la reacción o la carga concentrada no tiene entrantes, la sección crítica formará una figura semejante a la definida por la periferia del área cargada, a una distancia de ésta igual a d/2, siendo d el peralte efectivo de la losa.

Si el área cargada tiene entrantes, en ellas la sección crítica se hará pasar de modo que su perímetro sea mínimo y que en ningún punto su distancia a la periferia del área cargada sea menor que d/2. Por lo demás se aplicará lo dicho en el párrafo anterior.

Cuando en una losa o zapata haya aberturas que disten de una carga concentrada o reacción menos de diez veces el espesor del elemento, o cuando la abertura se localice en una franja de columna, como se define en 4.3.6 a), no se considerará efectiva la parte de la sección crítica comprendida entre las rectas tangentes a la abertura y concurrentes en el centroide del área cargada.

Si no hay trasmisión de momento entre la losa o zapata y la columna el esfuerzo cortante de diseño se calculará con

$$v_u = \frac{V_u}{b_o\, d} \qquad (2.27)$$

donde b_o es el perímetro de la sección crítica y V_u la fuerza cortante de diseño en dicha sección. Cuando haya transferencia de momento se supondrá que una fracción del momento dada por

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67\sqrt{(c_1 + d)/(c_2 + d)}} \qquad (2.28)$$

se trasmite por excentricidad de la fuerza cortante total, con respecto al centroide de la sección crítica definida arriba. El esfuerzo cortante máximo de diseño, v_u, se obtendrá tomando en cuenta el efecto de la carga axial y del momento, suponiendo que los esfuerzos cortantes varían linealmente (fig 2.2). En columnas rectangulares c_1 es la dimensión paralela al momento trasmitido y c_2 es la dimensión perpendicular a c_1. En columnas circulares $c_1 = c_2 = 0.90$ diámetros. (El resto del momento, es decir la fracción $1 - \alpha$, debe trasmitirse por flexión en un ancho igual a $c_2 + 3h$, centrado con el eje de columnas, siendo h el espesor de la losa, ábaco o zapata; para esto puede concentrarse en ese ancho parte del refuerzo por flexión, respetando siempre la cuantía máximo de refuerzo).

El esfuerzo cortante máximo de diseño obtenido con los criterios anteriores no debe exceder de $F_R\sqrt{f^*_c}$ a menos que se suministre refuerzo.

Si el esfuerzo cortante máximo de diseño, v_u, excede de $F_R\sqrt{f^*_c}$ se suministrará refuerzo por tensión diagonal.

Para calcular el refuerzo necesario se considerarán dos vigas ficticias perpendiculares entre sí, que se cruzan sobre la columna. El ancho, b, de cada viga será igual al peralte efectivo de la losa, d, más la dimensión horizontal de la cara de columna a la cual llega si ésta es rectangular y su peralte será igual al de la losa. (Si la columna es circular se puede tratar como cuadrada de lado igual a (0.8 D - 0.2 d), donde D es el diámetro de la columna). En cada una de estas vigas se suministrarán estribos verticales cerrados con una barra longitudinal en cada esquina y cuyo espaciamiento se calculará con la expresión (2.19), sin que sea mayor que d/2. Se supondrá $V_u = v_u\, bd$ y $V_{cR} = 0.5\, F_R\, bd\sqrt{f^*_c}$, donde v_u es el esfuerzo cortante máximo de diseño que actúa en la sección crítica en cada viga ficticia. El espaciamiento determinado para cada viga en la sección crítica se mantendrá en una longitud no menor que un tercio del claro entre columnas en el caso de losas planas, o hasta el borde en zapatas, a menos que mediante un análisis se demuestre que puede interrumpirse antes.

En ningún caso se admitirá que v_u sea mayor que $1.5\, F_R\sqrt{f^*_c}$.

<u>Refuerzo mínimo.</u> En losas planas de estructuras en cuyo diseño por sismo se use un factor de ductilidad de 4 o mayor (véase el cap XXXVII del Título IV del Reglamento), debe suministrarse un refuerzo mínimo que será como el antes des-

crito, usando estribos de diámetro no menor de 6.3 mm espaciados a no más de d/2. Este refuerzo se mantendrá hasta no menos de un cuarto del claro correspondiente.

k) Resistencia a fuerza cortante por fricción

Estas disposiciones se aplican en secciones donde rige el cortante directo y no la tensión diagonal (en ménsulas cortas, por ejemplo, y en detalles de conexiones de estructuras prefabricadas). En tales casos, si se necesita refuerzo, este deberá ser perpendicular al plano crítico por cortante directo. Dicho refuerzo debe estar bien distribuido en la sección definida por el plano crítico y debe estar anclado a ambos lados de modo que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia en el plano mencionado.

La resistencia a fuerza cortante, V_R, se tomará como el menor de los valores calculados con las expresiones siguientes:

$$F_R \mu (A_{vf} f_y + N_u) \qquad (2.29)$$

$$F_R \left[14A + 0.8 (A_{vf} f_y + N_u) \right] \qquad (2.30)$$

$$0.3 F_R f_c^* A \qquad (2.31)$$

donde A_{vf} es el área del refuerzo por cortante por fricción, en cm^2; A es el área de la sección definida por el plano crítico en cm^2; N_u es la fuerza de diseño de compresión normal al plano crítico, en kg, y μ el coeficiente de fricción que se tomará igual a 1.4 en concreto colado monolíticamente, igual a 1.0 para concreto colado contra concreto endurecido e igual a 0.7 entre concreto y acero laminado. Los valores de μ anteriores se aplican si el concreto endurecido contra el que se coloca

concreto fresco tiene rugosidades del orden de 5 mm o mayores, y si el acero está limpio y sin pintura.

En las expresiones anteriores, f_y no se supondrá mayor de 4200 kg/cm^2. Cuando haya tensiones normales al plano crítico, sea por tensión directa o por flexión, en A_{vf} no se incluirá el área de acero necesaria por estos conceptos.

En ménsulas, A_{vf} se repartirá uniformemente en los dos tercios del peralte efectivo adyacentes al refuerzo de tensión por flexión.

2.1.6 Torsión

Las disposiciones que siguen son aplicables a tramos sujetos a torsión cuya longitud no sea menor que el doble del peralte total del miembro. Las secciones situadas a menos de un peralte efectivo de la cara del apoyo pueden dimensionarse para la torsión que actúa a un peralte efectivo.

a) Miembros en los que se requiere refuerzo por torsión

En miembros cuya resistencia a torsión sea directamente necesaria para el equilibrio de la estructura o de parte de ella (fig 2.3 a), se suministrará refuerzo por torsión de acuerdo con b), donde para calcular las áreas de acero necesarias se supondrá $T_{cR} = 0$, y para determinar el refuerzo mínimo por torsión y el valor máximo admisible de T_u el valor de T_{cR} se obtendrá con la ec (2.34).

En miembros sujetos a torsión y fuerza cortante donde la resistencia a torsión no afecte directamente al equilibrio de la estructura (fig 2.3 b), se procederá como sigue:

El momento torsionante de diseño, T_u, se calculará suponiendo en

el análisis que la rigidez a la torsión del elemento es la mitad de la rigidez torsional elástica de la sección completa calculada con el módulo de rigidez al cortante, G, igual a 0.4 veces el módulo de elasticidad del concreto.

Cuando se cumpla la desigualdad

$$\frac{T_u^2}{T_{0R}^2} + \frac{V_u^2}{V_{cR}^2} \geq 1.0 \qquad (2.32)$$

y, además, T_u sea mayor que T_{cR} dado por la ec (2.34) se requerirá refuerzo por torsión. Si no se cumple alguna de las dos condiciones anteriores los efectos de la torsión pueden despreciarse.

En secciones rectangulares y secciones T, I o L, T_{0R} y T_{cR} se valúan con las expresiones siguientes:

$$T_{0R} = 0.6\, F_R\, \Sigma\, x^2 y \sqrt{f_c^*} \qquad (2.33)$$

$$T_{cR} = 0.25\, T_{0R} \qquad (2.34)$$

donde x y y, en cm, son las dimensiones menor y mayor de los rectángulos en que queda descompuesta la sección al considerar cada ala y el alma con el peralte completo de la sección, pero sin que se tome y mayor que 3 x. La suma se refiere a los rectángulos componentes de la sección. Pueden usarse las ecs (2.33) y (2.34) para secciones circulares tomando x = y = 0.8 diámetros.

En miembros que también estén sujetos a tensión axial, el valor de T_{0R} se multiplicará por $(1 - 0.03\, P_u/A_g)$ donde P_u es la tensión de diseño en kg, y A_g el área bruta de la sección reducida (véase 1.5), en cm^2.

b) Refuerzo por torsión .

Este refuerzo estará formado por estribos cerrados perpendiculares al eje del miembro y por varillas longitudinales. En miembros circulares los estribos serán circulares. El refuerzo necesario para torsión se combinará con el requerido para otras fuerzas interiores, a condición de que el área suministrada no sea menor que la suma de las áreas individuales necesarias y que se cumplan los requisitos más restrictivos en cuanto a espaciamiento y distribución del refuerzo. El refuerzo por torsión se suministrará cuando menos en una distancia (h + b) más allá del punto teórico en que ya no se requiere, siendo h y b el peralte total y el ancho del miembro.

1. Refuerzo transversal. Cuando, según a), se requiera refuerzo por torsión el área de estribos cerrados se calculará con la expresión siguiente:

$$A_{sv} = \frac{s\,(T_u - T_{cR})}{F_R\ \Omega\ x_1\ y_1\ f_{yv}} \qquad (2.35)$$

donde

A_{sv} área transversal de una sola rama de estribo

x_1, y_1 lados menor y mayor de un estribo medidos centro a centro,

s separación de los estribos

f_{yv} esfuerzo de fluencia de los estribos que no será mayor de 4200 kg/cm^2

$$\Omega = 0.67 + 0.33\, y_1/x_1 \leq 1.5$$

En miembros circulares $\underline{x}$, y $\underline{y}$, se tomarán igual a ocho décimos del diámetro del estribo circular medido centro a centro.

El área de estribos (por torsión y fuerza cortante) no será menor que la calculada con la ec (2.35) suponiendo $T_u = 4\ T_{cR}$; además la separación, s, no será mayor que el ancho de los estribos ni que la mitad de su altura, ni mayor de 30 cm.

II. Refuerzo longitudinal. El área de barras longitudinales, A_{st}, para torsión se calculará con la expresión

$$A_{st} = \frac{2\, A_{sv}}{s}\ (x_1 + y_1)\ \frac{f_{yv}}{f_y} \qquad (2.36)$$

donde f_y es el esfuerzo de fluencia del acero longitudinal.

El área de refuerzo longitudinal no será menor que la obtenida con la ec (2.36) usando el A_{sv} calculada con $T_u = 4\ T_{cR}$; además la separación entre barras longitudinales no excederá de 50 cm y su diámetro no será menor que el de los estribos.

El refuerzo longitudinal debe distribuirse en el perímetro de la sección transversal y debe colocarse por lo menos una barra en cada esquina.

III. Refuerzo helicoidal. La combinación de refuerzo transversal y longitudinal puede sustituirse por refuerzo continuo helicoidal constituido por tramos a 45° con las aristas del miembro. Su espaciamiento, medido sobre el eje de la pieza, se obtiene dividiendo entre $\sqrt{2}$ el obtenido en la ec (2.35). Dicho espaciamiento no debe exceder

de y_1.

Limitación para T_u. No se admitirá que el momento torsionante de diseño, T_u, sea mayor que $7\ T_{cR}\ (1 - V_u/2.5\ F_R\ b\ d\ \sqrt{f_c^*})$ en ninguna sección.

2.2 Estados límite de servicio

2.2.1 Esfuerzos bajo condiciones de servicio

Para estimar los esfuerzos producidos en el acero y el concreto por acciones extèriores en condiciones de servicio, pueden utilizarse las hipótesis usuales de la teoría elástica de vigas. Si el momento de agrietamiento es mayor que el momento exterior, se considerará la sección completa del concreto sin tener en cuenta el acero. Si el momento de agrietamiento es menor que el momento actuante, se recurrirá a la sección transformada, despreciando el concreto agrietado. Para valuar el momento de agrietamiento se usará el módulo de rotura, $\bar{f}_r$, prescrito en 1.4.1b).

2.2.2 Deflexiones

Las dimensiones de elementos de concreto reforzado deben ser tales que las deflexiones que puedan sufrir bajo condiciones de servicio o trabajo se mantengan dentro de los límites prescritos en el Título IV del Reglamento.

Deflexiones en elementos no presforzados que trabajan en una dirección.

Deflexiones inmediatas. Las deflexiones que ocurran inmediatamente al aplicar la carga se calcularán con los métodos o fórmulas usuales para determinar deflexiones elásticas. A menos que se utilice un análisis más racional o que se disponga de datos experimentales, las deflexiones de elementos de concreto de peso

normal se calcularán con un módulo de elasticidad congruente con 1.4.1 c) y con el momento de inercia de la sección transformada agrietada. En claros continuos el momento de inercia que se utilice será un valor promedio calculado en la forma siguiente:

$$I = \frac{I_1 + I_2 + 2I_3}{4} \qquad (2.37)$$

donde I_1 e I_2 son los momentos de inercia de las secciones extremas del claro e I_3 es el de la sección central. Si el claro sólo es continuo en un extremo, el momento de inercia correspondiente al extremo discontinuo se supondrá igual a cero, y en la expresión 2.37 el denominador será 3.

Deflexiones diferidas. A no ser que se utilice un análisis más preciso, las deflexiones adicionales que ocurran a largo plazo en miembros de concreto normal, sujetos a flexión, se obtendrán multiplicando la flecha inmediata calculada de acuerdo con el párrafo anterior para la carga sostenida considerada, por el factor

$$\left[2 - 1.2\,(A_s'/A_s) \right] \geq 0.6 \qquad (2.38)$$

donde A_s' es el área de acero a compresión.

En elementos continuos se usará un promedio de A_s'/A_s calculado con el mismo criterio aplicado para determinar el momento de inercia.

2.2.3 Agrietamiento en elementos no presforzados que trabajan en una dirección

El criterio siguiente se aplica a elementos no expuestos a un ambiente muy agresivo, y que no deban ser impermeables. En caso contrario deben tomarse precauciones especiales.

Cuando en el diseño se use un esfuerzo de fluencia mayor de 3000 kg/cm^2 para el refuerzo de tensión, las secciones de máximo momento positivo y negativo se dimensionarán de modo que la cantidad

$$f_s \sqrt[3]{d_c A} \qquad (2.39)$$

no exceda de 40 000 kg/cm. En la expresión anterior:

f_s esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en kg/cm^2

d_c recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema de tensión al centro de la barra más próxima a ella, en cm

A área de concreto a tensión, en cm^2, que rodea al refuerzo principal de tensión y cuyo centroide coincide con el de dicho refuerzo, dividida entre el número de barras (cuando el refuerzo principal conste de barras de varios diámetros, el número de barras equivalente se calculará dividiendo el área total de acero entre el área de la barra de mayor diámetro).

El esfuerzo f_s puede estimarse con la expresión $M/0.9\ d\ A_s$, o, si no se recurrió a la redistribución de los momentos elásticos, suponerse igual a $0.6\ f_y$. En la expresión anterior M es el momento flexionante en condiciones de servicio.

3. REQUISITOS COMPLEMENTARIOS

3.1 Anclaje

3.1.1 Requisitos generales

a) La fuerza de tensión o compresión que actúa en el acero de refuerzo en toda sección debe desarrollarse a cada lado de la sección considerada por medio de adherencia en una longitud suficiente de barra o de algún dispositivo mecánico de anclaje. La fuerza de tensión se valuará con el máximo momento flexionante de diseño que obra en la zona comprendida a un peralte efectivo a cada lado de la sección.

b) El requisito del párrafo a) se cumple, en la mayoría de los casos, para el acero de tensión de miembros sujetos a flexión si

1. A cada lado de toda sección de momento máximo la longitud de cada barra es mayor o igual que la longitud de desarrollo L_d, que se define en c).

II. Las barras que dejan de ser necesarias por flexión se cortan o se doblan a una distancia no menor que un peralte efectivo más allá del punto teórico donde de acuerdo con el diagrama de momentos ya no se requieren.

III. En las secciones donde, según el diagrama de momentos flexionantes, teóricamente ya no se requiere el refuerzo que se corta o se dobla, la longitud que continúa de cada barra que no se corta ni se dobla es mayor o igual que $L_d + d$. Este requisito no es necesario en las secciones teóricas de corte más próximas a los extremos de elementos libremente apoyados.

IV. Cada barra para momento positivo que llega a un extremo libremente apoyado se prolonga más allá del centro del apoyo, incluyendo porciones dobladas, una longitud no menor que

$$(L_d - 0.25\,L) \geqslant 0.5\,h \qquad (3.1)$$

donde L es el claro del elemento y h su peralte total.

En ciertos casos hay otras secciones críticas donde habrá que revisar el anclaje (generalmente donde el esfuerzo en el acero es cercano al máximo).

c) La longitud de desarrollo, L_d, en la cual se considera que una barra de tensión se ancla de modo que desarrolle su esfuerzo de fluencia, se obtendrá multiplicando la longitud básica, L_{db}, dada por la ec (3.2), (en cm), por el factor o los factores indicados en la tabla 3.1. Las disposiciones de esta sección son aplicables a barras de diámetro no mayor de 38.1 mm (No. 12).

$$L_{db} = 0.06 \frac{a_s f_y}{\sqrt{f'_c}} \geqslant 0.006\, d_b\, f_y \qquad (3.2)$$

(d_b es el diámetro de la barra, en cm, y a_s su área transversal, en cm^2; f_y y f'_c en kg/cm^2).

TABLA 3.1

Condición del refuerzo	Factor
Barras horizontales o inclinadas colocadas de manera que bajo ellas se cuelen más de 30 cm de concreto	1.4
En concreto ligero	1.33
Barras con f_y mayor de 4200 kg/cm^2 (f_y en kg/cm^2)	$2 - \frac{4200}{f_y}$
Barras torcidas en frío de diámetro igual o mayor que 19.1 mm (No. 6)	1.2
Todos los otros casos	1.0

En ningún caso L_d será menor de 30 cm.

La longitud de desarrollo, L_d, de cada barra que forme parte de un paquete será igual a la que requeriría si estuviera aislada multiplicada por 1.20 si el paquete es de tres barras, y por 1.33 si es de cuatro barras. Cuando el paquete es de dos barras no se modifica L_d.

Si el esfuerzo, f_s, que debe desarrollar una barra en una sección es menor que f_y, la longitud mínima de la barra a cada lado de dicha sección será $\frac{f_s}{f_y} L_d$. El esfuerzo f_s se calculará con el momento flexionante de diseño que se define en el inciso a).

La longitud L_d de barras a tensión puede suministrarse con tramos rectos y tramos doblados que cumplan con los requisitos de 3.8.

La longitud de desarrollo de una barra lisa será el doble de la que requeriría si fuera corrugada.

La longitud de desarrollo de una barra a compresión será cuando menos el 60 por ciento de la que requeriría a tensión y no se considerarán efectivas porciones dobladas. En ningún caso será menor de 20 cm.

3.1.2 Requisitos complementarios de anclaje

Los siguientes requisitos deben respetarse además de los anteriores.

I) En extremos libremente apoyados se prolongará, sin doblar, hasta dentro del apoyo, cuando menos la tercera parte del refuerzo de tensión para momento positivo máximo. En extremos continuos se prolongará la cuarta parte.

II) Cuando el elemento en flexión es parte de un sistema destinado a resistir fuerzas laterales accidentales, el refuerzo positivo que se prolongue dentro del apoyo debe anclarse de modo que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia en la cara del apoyo.

3.1.3 Anclaje del refuerzo transversal

El refuerzo en el alma debe llegar tan cerca de las caras de compresión y tensión como lo permitan los requisitos de recubrimiento y la proximidad de otro refuerzo.

Los estribos deben rematar en una esquina con dobleces de 135° o más, seguidos de tramos rectos de no menos de 10 diámetros de largo; o con dobleces de 90° seguidos de tramos rectos de no menos de 20 diámetros de largo. En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una barra longitudinal. Los radios de doblez cumplirán con los requisitos de 3.8.

Las barras longitudinales que se doblen para actuar como refuerzo en el alma deben continuarse como refuerzo longitudinal cerca de la cara opuesta si es-

ta zona está a tensión, o prolongarse una longitud L_d, más allá de la media altura de la viga si dicha zona está a compresión.

3.1.4 Anclaje de malla de alambre soldado

Se supondrá que un alambre puede desarrollar su esfuerzo de fluencia en una sección si a cada lado de ésta se ahogan en el concreto cuando menos dos alambres perpendiculares al primero, distando el más próximo no menos de 5 cm de la sección considerada. Si sólo se ahoga un alambre perpendicular a no menos de 5 cm de la sección considerada, se supondrá que se desarrolla la mitad del esfuerzo de fluencia.

3.2 Espesor de desgaste

En superficies expuestas a abrasión, tal como la que proviene del tránsito intenso, no se tomará como parte de la sección resistente el espesor que pueda desgastarse. A éste se asignará una dimensión no menor que 1.5 cm, salvo que la superficie expuesta se endurezca con algún tratamiento.

3.3 Revestimientos

Los revestimientos no se tomarán en cuenta como parte de la sección resistente de ningún elemento, a menos que se suministre una liga con él, la cual esté diseñada para transmitir todos los esfuerzos que puedan presentarse y que dichos revestimientos no estén expuestos a desgaste o deterioro.

3.4 Recubrimiento

El recubrimiento libre de toda barra no será menor de 1.0 cm ni menor que su diámetro. El de paquetes de barras no será menor que 1.0 cm ni que 1.5 veces el diámetro de la barra más gruesa del paquete.

En miembros estructurales colados directamente contra el suelo, sin uso de plantilla, el recubrimiento libre mínimo será de 5 cm. Si se usa plantilla el recubrimiento libre mínimo será de 3 cm.

Las limitaciones de los párrafos anteriores se incrementarán en miembros expuestos a agentes agresivos (ciertas sustancias o vapores industriales, terreno particularmente corrosivo, etc).

3.5 Tamaño máximo de agregados

El tamaño nominal máximo de los agregados no debe ser mayor que un quinto de la menor distancia horizontal entre caras de los moldes, un tercio del espesor de losas, ni dos tercios de la separación horizontal libre mínima entre barras, paquetes de barras, o tendones de presfuerzo. Estos requisitos pueden omitirse cuando las condiciones del concreto fresco y los procedimientos de compactación que se apliquen permitan colocar el concreto sin que queden huecos.

3.6 Separación entre barras individuales

La separación libre entre barras paralelas (excepto en columnas y entre capas de barras en vigas) no será menor que el diámetro nominal de la barra ni que 1.5 veces el tamaño máximo del agregado. Esto último con la salvedad indicada

en 3.5.

Cuando el refuerzo de vigas esté colocado en dos o más capas, la distancia vertical libre entre las capas no será menor que el diámetro de las barras ni que 2 cm. Las barras de las capas superiores se colocarán de modo que no se menoscabe la eficacia del colado.

En columnas, la distancia libre entre barras longitudinales no será menor que 1.5 veces el diámetro de la barra, 1.5 veces el tamaño máximo del agregado, ni que 4 cm.

3.7 Paquetes de barras

Las barras longitudinales pueden agruparse formando paquetes con un máximo de cuatro barras cada uno, excepto que en vigas no deben formarse paquetes con barras más gruésas que la No. 11. La sección donde se corte una barra de un paquete en el claro de una viga no distará de la sección de corte de otra barra menos de 40 diámetros de la primera barra. Los paquetes se usarán sólo cuando queden alojados en un ángulo de los estribos. Para determinar la separación mínima entre paquetes, cada uno se tratará como una barra simple de igual área transversal que la del paquete. El recubrimiento no deberá ser menor que 1.0 cm ni que 1.5 veces el diámetro de la barra más gruesa del paquete. Para calcular la separación del refuerzo transversal rige el diámetro de la barra más delgada del paquete. Los paquetes de barras deben amarrarse firmemente con alambre.

3.4 Recubrimiento

El recubrimiento libre de toda barra no será menor de 1.0 cm ni menor que su diámetro. El de paquetes de barras no será menor que 1.0 cm ni que 1.5 veces el diámetro de la barra más gruesa del paquete.

En miembros estructurales colados directamente contra el suelo, sin uso de plantilla, el recubrimiento libre mínimo será de 5 cm. Si se usa plantilla el recubrimiento libre mínimo será de 3 cm.

Las limitaciones de los párrafos anteriores se incrementarán en miembros expuestos a agentes agresivos (ciertas sustancias o vapores industriales, terreno particularmente corrosivo, etc).

3.5 Tamaño máximo de agregados

El tamaño nominal máximo de los agregados no debe ser mayor que un quinto de la menor distancia horizontal entre caras de los moldes, un tercio del espesor de losas, ni dos tercios de la separación horizontal libre mínima entre barras, paquetes de barras, o tendones de presfuerzo. Estos requisitos pueden omitirse cuando las condiciones del concreto fresco y los procedimientos de compactación que se apliquen permitan colocar el concreto sin que queden huecos.

3.6 Separación entre barras individuales

La separación libre entre barras paralelas (excepto en columnas y entre capas de barras en vigas) no será menor que el diámetro nominal de la barra ni que 1.5 veces el tamaño máximo del agregado. Esto último con la salvedad indicada

en 3.5.

Cuando el refuerzo de vigas esté colocado en dos o más capas, la distancia vertical libre entre las capas no será menor que el diámetro de las barras ni que 2 cm. Las barras de las capas superiores se colocarán de modo que no se menoscabe la eficacia del colado.

En columnas, la distancia libre entre barras longitudinales no será menor que 1.5 veces el diámetro de la barra, 1.5 veces el tamaño máximo del agregado, ni que 4 cm.

3.7 Paquetes de barras

Las barras longitudinales pueden agruparse formando paquetes con un máximo de cuatro barras cada uno, excepto que en vigas no deben formarse paquetes con barras más gruésas que la No. 11. La sección donde se corte una barra de un paquete en el claro de una viga no distará de la sección de corte de otra barra menos de 40 diámetros de la primera barra. Los paquetes se usarán sólo cuando queden alojados en un ángulo de los estribos. Para determinar la separación mínima entre paquetes, cada uno se tratará como una barra simple de igual área transversal que la del paquete. El recubrimiento no deberá ser menor que 1.0 cm ni que 1.5 veces el diámetro de la barra más gruesa del paquete. Para calcular la separación del refuerzo transversal rige el diámetro de la barra más delgada del paquete. Los paquetes de barras deben amarrarse firmemente con alambre.

3.8 Dobleces del refuerzo

El radio interior de un doblez no será menor que $f_y/60\sqrt{f'_c}$ por el diámetro de la barra doblada, a menos que dicha barra quede doblada alrededor de otra de diámetro no menor que el de ella, o se confine adecuadamente el concreto, por ejemplo mediante refuerzo perpendicular al plano de la barra. Además, el radio de doblez no será menor que el que marca la respectiva norma DGN, de las indicadas en 1.4.2, para la prueba de doblado. En la expresión anterior f_y y f'_c deben estar en kg/cm^2.

En todo doblez o cambio de dirección del acero longitudinal debe colocarse refuerzo transversal capaz de equilibrar la resultante de las tensiones o compresiones desarrolladas en las barras, a menos que el concreto en sí sea capaz de ello.

3.9 Empalmes

Las barras de refuerzo pueden empalmarse mediante traslapes o estableciendo continuidad por medio de soldadura o dispositivos mecánicos de unión. Las especificaciones y detalles dimensionales de los empalmes deben mostrarse en los planos. Todo empalme soldado o con dispositivo mecánico debe ser capaz de transferir por lo menos 1.25 veces la fuerza de fluencia de tensión de las barras, sin necesidad de exceder la resistencia máxima de éstas.

3.9.1 Empalmes de barras sujetas a tensión

En lo posible deben evitarse los empalmes en secciones de máximo esfuerzo de tensión.

Cuando se empalma por traslape más de la mitad de las barras en un tramo de 40 diámetros, o cuando los empalmes se hacen en secciones de esfuerzo máx-

ximo, deben tomarse precauciones especiales, consistentes, por ejemplo, en aumentar la longitud de traslape o en utilizar hélices o estribos muy próximos en el tramo donde se efectúa el empalme.

La longitud de un traslape no será menor que 1.33 veces la longitud de desarrollo, L_d, calculada según 3.1 ni menor que $(0.01\ f_y - 6)$ veces el diámetro de la barra (f_y en kg/cm^2).

Si se usan empalmes soldados o mecánicos deberá comprobarse experimentalmenre su eficacia.

En una misma sección transversal no debe empalmarse con soldadura o dispositivos mecánicos más del 33 por ciento del refuerzo. Las secciones de empalme distarán entre sí no menos de 20 diámetros.

3.9.2 Empalmes de malla de alambre soldado

En lo posible deben evitarse empalmes por traslape en secciones donde el esfuerzo en los alambres bajo cargas de diseño (ya multiplicadas por el factor de carga) sea mayor que $0.5\ f_y$. Cuando haya la necesidad de usar traslapes en las secciones mencionadas, deben hacerse de modo que el traslape medido entre los alambres transversales extremos de las hojas que se unen no sea menor que la separación entre alambres transversales más 5 cm.

En empalmes por traslape en secciones donde el esfuerzo en los alambres sea menor o igual que $0.5\ f_y$, el traslape medido entre los alambres transversales extremos de las hojas que se unen no será menor que 5 cm.

3.9.3 Empalmes de barras sujetas a compresión

Si el empalme se hace por traslape, la longitud traslapada no será me-

nor que la longitud de desarrollo para barras a compresión, calculada según 3.1, ni que $(0.01\ f_y - 10)$ veces el diámetro de la barra (f_y en kg/cm^2). Cuando la resistencia especificada del concreto, f'_c, sea menor de 200 kg/cm^2, los valores anteriores se incrementarán 20 por ciento.

3.10 Refuerzo por cambios volumétricos

En toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.50 m, el área de refuerzo que se suministre no será menor que

$$a_s = \frac{450\ x_1}{f_y\ (x_1 + 100)} \qquad (3.3)$$

donde

a_s área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza, (cm^2/cm). El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a x_1;

x_1 dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo (cm).

Si x_1 es menor que 20 cm el refuerzo en cuestión puede colocarse en una sola capa. Si x_1 es mayor que 20 cm el refuerzo se colocará en 2 capas próximas a las caras del elemento.

En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie el refuerzo no será menor de 2 a_s.

Por simplicidad, en vez de emplear la fórmula anterior puede suministrarse un refuerzo mínimo de 0.2 por ciento en elementos estructurales protegidos de

la intemperie, y 0.4 por ciento en los expuestos a ella.

La separación del refuerzo por cambios volumétricos no excederá de 50 cm ni de $3.5\ x_1$.

Debe aumentarse la cantidad de acero a no menos de 1.5 veces la antes prescrita, o tomarse otras precauciones en casos de contracción pronunciada (por ejemplo en morteros neumáticos) de manera que se evite agrietamiento excesivo. También cuando sea particularmente importante el buen aspecto de la superficie del concreto.

Puede prescindirse del refuerzo por cambios volumétricos en elementos donde desde el punto de vista de resistencia y aspecto se justifique.

3.11 Inclusiones

Las dimensiones y ubicación de elementos no estructurales que queden dentro del concreto (como tubos de instalaciones) así como los procedimientos de ejecución usados en la inclusión serán tales que no afecten indebidamente las condiciones de resistencia y deformabilidad, ni que impidan que el concreto penetre, sin segregarse, en todos los intersticios.

4. DISPOSICIONES COMPLEMENTARIAS PARA FORMAS ESTRUCTURALES COMUNES

Las disposiciones de esta sección se cumplirán además de los requisitos generales de las secciones precedentes.

4.1 Vigas

4.1.1 Conceptos generales

El claro se contará a partir del centro del apoyo siempre que el ancho de éste no sea mayor que el peralte efectivo de la viga; en caso contrario el claro se contará a partir de la sección que se halla a medio peralte efectivo del paño interior del apoyo.

En el dimensionamiento de vigas continuas monolíticas con sus apoyos puede usarse el momento en el paño del apoyo.

Para calcular momentos flexionantes en vigas que soporten losas de tableros rectangulares, se puede tomar la carga tributaria de la losa como si estuviera uniformemente repartida a lo largo de la viga.

4.1.2 Pandeo lateral

Deben analizarse los efectos de pandeo lateral cuando la separación entre apoyos laterales sea mayor que 40 veces el ancho de la viga o el ancho del patín a compresión. Cuando la relación anterior sea mayor que 20 no podrán suponerse valores de Q (véase art 235 del Reglamento) mayores que 2 a menos que se tomen precauciones que garanticen que la viga en cuestión no fallará antes que en el resto de la estructura se desarrolle la ductilidad supuesta en el diseño.

4.1.3 Refuerzo complementario en las paredes de las vigas

En las paredes de vigas con peraltes superiores a 75 cm debe proporcionarse refuerzo longitudinal por cambios volumétricos de acuerdo con 3.10. Se puede tener en cuenta este refuerzo en los cálculos de resistencia si se determina la contribución del acero por medio de un estudio de compatibilidad de deformaciones según las hipótesis básicas de 2.1.1.

4.1.4 Vigas diafragma

a) Disposición del refuerzo por flexión (véase 2.1.2 e)

I Vigas de un claro

El refuerzo que se determine en la sección de momento máximo debe colocarse recto y sin reducción en todo el claro; debe anclarse en las zonas de apoyo de modo que sea capaz de desarrollar, en los paños de los apoyos, no menos del ochenta por ciento de su esfuerzo de fluencia, y debe estar uniformemente distribuido en una altura igual a 0.2 h - 0.05 L, medida desde la cara inferior de la viga, pero no mayor que 0.2 L (fig 4.1).

II Vigas continuas

El refuerzo que se calcule con el momento positivo máximo de cada claro debe prolongarse recto en todo el claro en cuestión. Si hay la necesidad de hacer empalmes, éstos deben localizarse cerca de los apoyos intermedios. El anclaje de este refuerzo en los apoyos y su distribución en la altura de la viga cumplirán con los requisitos prescritos en I.

No menos de la mitad del refuerzo calculado para momento negativo en los apoyos debe prolongarse en toda la longitud de los claros adyacentes. El resto del refuerzo negativo máximo, en cada claro, puede interrumpirse a una distancia del paño del apoyo no menor que 0.4 h ni que 0.4 L.

El refuerzo para momento negativo sobre los apoyos debe repartirse en dos franjas paralelas al eje de la viga de acuerdo con lo siguiente:

Una fracción del área total, igual a $0.5\left(\frac{L}{h} - 1\right) A_s$ debe repartirse uniformemente en una franja de ancho igual a 0.2 h y comprendida entre las cotas 0.8 h y h, medidas desde el borde inferior de la viga (fig 4.2). El resto se repartirá uniformemente en una franja adyacente a la anterior, de ancho igual a 0.6 h. Si L/h es menor que 1.0, en este párrafo se sustituirá L en lugar de h.

b) Revisión de las zonas a compresión

Si una zona a compresión de una viga diafragma no tiene restricción lateral, debe tomarse en cuenta la posibilidad de que ocurra pandeo lateral.

c) Disposición del refuerzo por fuerza cortante

El refuerzo que se calcule con las expresiones (2.21) y (2.22) en la

sección crítica, se usará en todo el claro. Las barras horizontales se colocarán, con la misma separación, en dos capas verticales próximas a las caras de la viga. Estas barras se anclarán de modo que en las secciones de los paños de los apoyos extremos sean capaces de desarrollar no menos del 80 por ciento de su esfuerzo de fluencia.

d) Dimensionamiento de los apoyos

Para valuar las reacciones en los apoyos se puede analizar la viga como si no fuera peraltada, aumentando en 10 por ciento el valor de las reacciones en los apoyos extremos.

Cuando las reacciones comprimen directamente la cara inferior de la viga, el esfuerzo de contacto con el apoyo no debe exceder del valor especificado en 2.1.4, haya o no atiesadores en la viga.

Si la viga no está atiesada sobre los apoyos y las reacciones comprimen directamente su cara inferior, deben colocarse, en zonas próximas a los apoyos, barras complementarias verticales y horizontales en cada una de las mallas de refuerzo para fuerza cortante, del mismo diámetro que las de este refuerzo y de modo que la separación de las barras en esas zonas sea la mitad que en el resto de la viga (fig 4.3).

Las barras complementarias horizontales se situarán en una franja contigua a la que contiene el refuerzo inferior de flexión y de ancho igual al de esta última. Dichas barras complementarias deben anclarse de modo que puedan alcanzar su esfuerzo de fluencia en la sección del paño del apoyo; además, su longitud dentro de la viga, medida desde dicha sección, no debe ser menor que 0.3 h.

Las barras complementarias verticales se colocarán en una franja vertical limitada por la sección del paño del apoyo y de ancho igual a 0.2 h. Estas barras deben abarcar desde el lecho inferior de la viga hasta una altura igual a 0.5 h.

Si h es mayor que L, se sustituirá L en lugar de h en los dos párrafos precedentes.

Cuando la viga esté atiesada sobre los apoyos en todo su peralte, o cuando la reacción no comprima directamente la cara inferior de la viga sino que se trasmita a lo largo de todo el peralte se aplicarán las disposiciones siguientes:

Cerca de cada apoyo se colocarán dos mallas de barras horizontales y verticales en una zona limitada por un plano horizontal distante del borde inferior de la viga no menos de 0.5 h y por el plano vertical distante de la sección del paño del apoyo no menos de 0.4 h (fig 4.4). El área total de las barras horizontales se determinará con el criterio de cortante por fricción de 2.1.5 k), suponiendo como plano de falla el que pasa por el paño del apoyo. El área total de las barras verticales será la misma que la de las horizontales. En estos refuerzos pueden incluirse las barras del refuerzo en el alma de la viga situadas en la zona antes definida, con tal que las horizontales sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia en la sección del paño del apoyo.

Si h es mayor que L, se sustituirá L en lugar de h en el párrafo anterior.

e) Vigas diafragma que unen muros de cortante

El refuerzo de vigas diafragma con relaciones L/h no mayores de 2,

que unen muros de cortante constará de dos grupos de barras diagonales según se indica en la fig 4.5. Se supondrá que cada grupo forma un elemento que trabajará a tensión o compresión axiales y que las fuerzas de interacción entre los dos muros, en cada viga, se trasmiten sólo por las tensiones y compresiones en dichos elementos. Para determinar las áreas de acero necesarias se despreciará el concreto. El espesor de estas vigas será el mismo que el de los muros que unen.

Cada elemento diagonal constará de no menos de cuatro barras rectas sin empalmes, con cada extremo anclado en el muro respectivo una longitud no menor que 1.5 veces L_d, obtenida ésta según 3.1.1.c). Las barras de los elementos diagonales se colocarán tan próximas a las caras de la viga como lo permitan los requisitos de recubrimiento, y se restringirán contra el pandeo con estribos o hélices que, en el tercio medio del claro de la viga, cumplirán con los requisitos de 4.2.2. En los tercios extremos el espaciamiento se reducirá a la mitad del que resulte en el central. Los estribos o el zuncho que se use en los tercios extremos se continuarán dentro de cada muro en una longitud no menor que L/8.

En el resto de la viga se usará refuerzo vertical y horizontal que en cada dirección cumpla con los requisitos para refuerzo por cambios volumétricos de 3.10. Este refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras de la viga, por afuera del refuerzo diagonal.

4.1.5 Vigas de sección compuesta

a) Conceptos generales

Una viga de sección compuesta es la formada por la combinación de

un elemento prefabricado y concreto colado en el lugar. Las partes integrantes deben estar interconectadas de manera que actúen como una unidad. El elemento prefabricado puede ser de concreto reforzado o presforzado, o de acero.

Las disposiciones que siguen se refieren únicamente a secciones con elementos prefabricados de concreto. Para secciones compuestas con elementos de acero véanse las Normas para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas.

Si la resistencia especificada, el peso volumétrico u otras propiedades del concreto de los elementos componentes son distintos, deben tomarse en cuenta estas diferencias al diseñar, o usarse las propiedades más desfavorables.

Deberán tenerse en cuenta los efectos del apuntalamiento o falta del mismo sobre las deflexiones y el agrietamiento.

b) Efectos de la fuerza cortante

i El esfuerzo cortante horizontal, v_h, en la superficie de contacto entre los elementos que forman la viga compuesta puede calcularse con la expresión

$$v_h = \frac{V_u}{F_R\, b_v\, d} \qquad (4.1)$$

donde

V_u fuerza cortante de diseño

b_v ancho del área de contacto

d peralte efectivo de la sección compuesta

ii Debe asegurarse que en la superficie de contacto entre los elementos componentes se trasmitan los esfuerzos cortantes que ahí actúan.

III Para trasmitir en la superficie de contacto los esfuerzos cortantes de diseño, se admitirán los valores siguientes:

1. En elementos donde no se usen anclajes metálicos y la superficie de contacto esté rugosa y limpia: 3 kg/cm^2 (se admitirá que una superficie está rugosa si tiene rugosidades del orden de 5 mm, o mayores).

2. Donde se cumplan los requisitos mínimos para los conectores que indica el inciso IV y la superficie de contacto esté limpia pero no rugosa: 6 kg/cm^2.

3. Donde se cumplan los requisitos mínimos para los conectores del inciso IV y la superficie de contacto esté limpia y rugosa: 25 kg/cm^2.

Cuando el esfuerzo cortante de diseño exceda de 25 kg/cm^2, el diseño por cortante horizontal se hará de acuerdo con los criterios de cortante por fricción de 2.1.5 k).

IV Para que sean válidos los esfuerzos prescritos en 2 y 3 del número ... deben usarse conectores formados por barras o estribos normales al plano de contacto. El área mínima de este refuerzo será $3/f_y$ veces el área de contacto (f_y en kg/cm^2). Su espaciamiento no excederá de seis veces el espesor del elemento colado en el lugar ni de 60 cm. Además, los conectores deben anclarse en ambos componentes del elemento compuesto de modo que en el plano de contacto puedan desarrollar no menos del 80 por ciento de su esfuerzo de fluencia.

V El refuerzo por tensión diagonal de una viga compuesta se dimensionará como si se tratara de una viga monolítica de la misma forma.

4.2 Columnas

4.2.1 Refuerzos mínimo y máximo

La relación entre el área de refuerzo vertical y el área total de la sección no será menor que $20/f_y$ (f_y en kg/cm^2), ni mayor que 0.08. El número mínimo de barras será seis en columnas circulares y cuatro en rectangulares.

4.2.2 Requisitos para el refuerzo transversal

El refuerzo transversal de toda columna no será menos que el necesario por resistencia a fuerza cortante y torsión, en su caso, y debe cumplir con los requisitos mínimos de los párrafos siguientes. Además, en los tramos donde se prevean articulaciones plásticas no será inferior al prescrito en 4.7.

Todas las barras o paquetes de barras longitudinales deben restringirse contra el pandeo con estribos o zunchos con separación no mayor que $850/\sqrt{f_y}$ veces el diámetro de la barra o de la barra más delgada del paquete (f_y, en kg/cm^2, es el esfuerzo de fluencia de las barras longitudinales), 48 diámetros de la barra del estribo, ni que la menor dimensión de la columna. La separación máxima de estribos se reducirá a la mitad de la antes indicada en una longitud no menor que la dimensión transversal máxima de la columna, un sexto de su altura libre, ni que 60 cm, arriba y abajo de cada unión de columna con trabes o losas, medida a partir del respectivo plano de intersección.

Los estribos se dispondrán de manera que cada barra longitudinal de esquina y una de cada dos consecutivas de la periferia tengan un soporte lateral proporcionado por el doblez de un estribo con un ángulo interno no mayor de 135°.

Además, ninguna barra que no tenga soporte lateral debe distar más de 15 cm de una barra soportada lateralmente. Cuando 6 o más varillas estén repartidas uniformemente sobre una circunferencia se pueden usar anillos circulares rematados como se especifica en 3.1.3 o con suficiente traslape para desarrollar su esfuerzo de fluencia; también pueden usarse zunchos cuyos traslapes y anclajes cumplan con los requisitos de 4.2.3.

La fuerza de fluencia que pueda desarrollar la barra de un estribo o anillo no será menor que dos centésimos de la fuerza de fluencia de la mayor barra o el mayor paquete longitudinales que restringe. Los estribos rectangulares se rematarán de acuerdo con lo prescrito en 3.1.3.

Para dar restricción lateral a barras que no sean de esquina, pueden usarse grapas formadas por barras rectas cuyos extremos terminen en un doblez a 180° alrededor de la barra o paquete restringido, seguido de un tramo recto con longitud no menor que 10 diámetros de la barra de la grapa. Las grapas se colocarán perpendiculares a las barras o paquetes que restringen, y a la cara más próxima del miembro en cuestión. La separación máxima de las grapas se determinará con el criterio prescrito antes para estribos.

4.2.3 Columnas zunchadas

El refuerzo transversal de una columna zunchada debe ser una hélice continua de paso constante.

El porcentaje volumétrico del refuerzo helicoidal no será menor que

$$p' = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \frac{f'_c}{f_y} \text{ , ni que } 0.12 \frac{f'_c}{f_y} \qquad (4.2)$$

donde

A_c área transversal del núcleo, hasta la circunferencia exterior de la hélice

A_g área transversal de la columna

f_y esfuerzo de fluencia del acero de la hélice

El esfuerzo de fluencia del acero de la hélice no debe exceder de 4200 kg/cm^2.

El claro libre entre dos vueltas consecutivas no será menor que una vez y media el tamaño máximo del agregado, ni mayor de 7 cm.

Los traslapes tendrán una vuelta y media. Las hélices se anclarán en los extremos de la columna mediante dos vueltas y media.

4.2.4 Detalles del refuerzo en intersecciones con vigas o losas

El refuerzo transversal de una columna en su intersección con una viga o losa debe ser el necesario para resistir las fuerzas internas que ahí se produzcan, pero su espaciamiento no será mayor y su diámetro no será menor que los usados en la columna en las secciones próximas a dicha intersección.

Si la intersección es excéntrica, en el dimensionamiento y detallado de la conexión deben tomarse en cuenta las fuerzas cortantes, los momentos y torsiones causados por la excentricidad.

Cuando un cambio de sección de una columna obliga a doblar sus barras longitudinales en una junta, la pendiente de la porción inclinada de cada barra

respecto al eje de la columna no excederá de 1 a 6. Las porciones de las barras por arriba y por debajo de la junta serán paralelas al eje de la columna. Además, deberá proporcionarse refuerzo transversal adicional al necesario por otros conceptos, en cantidad suficiente para resistir una y media veces la componente horizontal de la fuerza axial que pueda desarrollarse en cada barra, considerando en ella el esfuerzo de fluencia.

4.3 Losas

4.3.1 Disposiciones generales

Además de los métodos semiempíricos de análisis propuestos a continuación para distintos casos particulares, puede utilizarse cualquier otro procedimiento reconocido. Es admisible aplicar la teoría de líneas de fluencia, o cualquier otra teoría basada en el análisis al límite, siempre que el comportamiento bajo condiciones de servicio resulte adecuado en cuanto a deflexión y agrietamiento.

Si, aparte de soportar cargas normales a su plano, la losa tiene que trasmitir a marcos, muros u otros elementos rigidizantes fuerzas apreciables contenidas en su plano, estas fuerzas deben tomarse en cuenta en el diseño de la losa.

Las nervaduras de losas encasetonadas se dimensionarán como vigas.

4.3.2 Losas que trabajan en una dirección

En el diseño de losas que trabajan en una dirección son aplicables las disposiciones para vigas de 4.1.1.

Además del refuerzo principal de flexión debe proporcionarse refuerzo normal al anterior, de acuerdo con los requisitos de 3.10.

4.3.3 Losas perimetralmente apoyadas

a) Momentos flexionantes debidos a cargas uniformemente distribuidas

Los momentos flexionantes en losas perimetralmente apoyadas se calcularán con los coeficientes de la tabla 4.1 si se satisfacen las siguientes limitaciones:

1. Los tableros son aproximadamente rectangulares
2. La distribución de las cargas es aproximadamente uniforme en cada tablero
3. Los momentos negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes difieren entre sí en una cantidad no mayor que 50 por ciento del menor de ellos.
4. La relación entre carga viva y muerta no es mayor de 2.5 para losas monolíticas con sus apoyos, ni mayor de 1.5 en otros casos.

Para valores intermedios de la relación, m, entre el claro corto, a_1, y el claro largo, a_2, se interpolará linealmente.

b) Secciones críticas y franjas de refuerzo

Para momento negativo, las secciones críticas se tomarán en los bordes del tablero, y para positivo, en las líneas medias.

Para colocación del refuerzo la losa se considerará dividida, en cada dirección, en dos franjas extremas y una central. Para relaciones de claro corto a largo mayores de 0.5, las franjas centrales tendrán un ancho igual a la mitad del claro perpendicular a ellas, y cada franja extrema, igual a la cuarta parte del mismo. Para relaciones a_1/a_2 menores de 0.5, la franja central perpendicular al lado

TABLA 4.1

COEFICIENTES DE MOMENTOS PARA TABLEROS RECTANGULARES, FRANJAS CENTRALES

Para las franjas extremas multiplíquense los coeficientes por 0.60

Tablero	Momento	Claro	Relación de lados corto a largo, $m = a_1 / a_2$													
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0	
			I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
Interior Todos los bordes continuos	Neg. en bordes interiores	corto	998	1010	553	[illegible]	479	475	432	438	381	397	333	338	288	292
		largo	516	544	409	431	391	412	371	388	347	361	320	330	288	292
	positivo	corto	630	668	312	322	269	276	228	236	192	197	155	164	126	130
		largo	175	181	139	144	134	139	130	135	128	133	127	131	126	130
De borde Un lado corto discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	998	1018	568	594	506	533	451	478	403	431	357	388	315	346
		largo	516	544	409	431	391	412	372	392	350	369	326	341	297	311
	Neg. en bordes dis.	largo	326	0	252	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
	positivo	corto	630	663	329	356	292	306	240	261	202	219	167	181	133	144
		largo	179	187	142	149	137	143	133	140	131	137	129	136	129	135
De borde Un lado largo discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	583	624	514	546	453	481	397	420	346	364	297	311
		largo	587	687	465	545	442	513	411	470	379	426	347	384	315	346
	Neg. en bordes dis.	corto	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0
	positivo	corto	751	912	334	356	285	312	241	263	202	218	164	175	129	135
		largo	186	200	147	158	142	153	138	149	135	146	134	145	133	144
De esquina Dos lados adyacentes discontinuos	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	596	636	530	582	471	520	419	464	371	412	324	364
		largo	600	713	475	564	455	541	429	506	394	457	360	410	324	364
	Neg. en bordes discontinuos	corto	651	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0
		largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
	positivo	corto	751	912	358	416	306	354	259	298	216	247	176	199	137	153
		largo	191	212	152	168	146	163	142	158	140	156	138	154	137	153
Aislado cuatro lados discontinuos	Neg. en bordes discontinuos	corto	570	0	550	0	530	0	470	0	430	0	380	0	330	0
		largo	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0
	positivo	corto	1100	1670	830	1380	800	1330	720	1190	640	1070	570	950	500	830
		largo	200	250	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830

Caso I losa colada monolíticamente con sus apoyos
Caso II losa no colada monolíticamente con sus apoyos
Los coeficientes multiplicados por $10^{-4}\ wa_1^2$ dan momentos por unidad de ancho

Para el caso I, a_1 y a_2 pueden tomarse como los claros libres entre paños de vigas; para el caso II se tomarán como los claros entre ejes, pero sin exceder el claro libre más dos veces el espesor de la losa.

largo tendrá un ancho igual a $a_2 - a_1$, y cada franja extrema, igual a $a_1/2$.

Para doblar varillas y aplicar los requisitos de anclaje del acero se supondrán líneas de inflexión a un sexto del claro corto desde los bordes del tablero para momento positivo, y a un quinto del claro corto desde los bordes del tablero para momento negativo.

c) Distribución de momentos entre tableros adyacentes

Cuando los momentos obtenidos en el borde común de dos tableros adyacentes sean distintos, se distribuirán dos tercios del momento desequilibrado entre los dos tableros si éstos son monolíticos con sus apoyos, o la totalidad de dicho momento si no lo son. Para la distribución se supondrá que la rigidez del tablero es proporcional a d^3/a_1.

d) Disposiciones sobre el refuerzo

Se aplicarán las disposiciones sobre separación máxima y porcentaje mínimo de acero de 3.10. En la proximidad de cargas concentradas superiores a una tonelada, la separación del refuerzo no debe exceder de 2.5 d, donde d es el peralte efectivo de la losa.

e) Peralte mínimo

Cuando sea aplicable la tabla 4.1 podrá omitirse el cálculo de deflexiones si el peralte efectivo no es menor que el perímetro del tablero entre 300. Para este cálculo, la longitud de lados discontinuos se incrementará en 50 por ciento si los apoyos de la losa no son monolíticos con ella, y 25 por ciento cuando lo sean. En losas alargadas no es necesario tomar un peralte mayor que el que corresponde a un tablero con $a_2 = 2a_1$.

La limitación que dispone el párrafo anterior es aplicable a losas en que $f_s \leq 2000$ kg/cm^2 y $w \leq 380$ kg/m^2; para otras combinaciones de f_s y w el peralte efectivo mínimo se obtendrá multiplicando por $0.034 \sqrt[4]{f_s w}$ el valor obtenido según el párrafo anterior. En esta expresión f_s es el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en kg/cm^2 (puede suponerse igual a $0.6 f_y$) y w es la carga en condiciones de servicio, en kg/m^2.

f) Revisión de la resistencia a fuerza cortante

Se supondrá que la sección crítica se encuentra a un peralte efectivo del paño. La fuerza cortante que actúa en un ancho unitario se calculará con la expresión

$$V = (a_1/2 - d)\, w \Big/ \left[1 + \left(\frac{a_1}{a_2}\right)^6\right] \qquad (4.3)$$

a menos que se haga un análisis más preciso. Cuando haya bordes continuos y bordes discontinuos, V se incrementará en 15 por ciento. La resistencia de la losa a fuerza cortante se supondrá igual a $0.5\, F_R\, bd \sqrt{f_c^*}$.

4.3.4 Cargas lineales

Los efectos de cargas lineales debidas a muros que apoyan sobre una losa pueden tomarse en cuenta con cargas uniformemente repartidas equivalentes.

En particular, al dimensionar una losa perimetralmente apoyada, la carga uniforme equivalente en un tablero que soporta un muro paralelo a uno de sus lados se obtiene dividiendo el peso del muro entre el área del tablero y multiplicando el resultado por el factor correspondiente de la tabla 4.2. La carga equivalente así obtenida se sumará a la propiamente uniforme que actúa en ese tablero.

TABLA 4.2

Relación de lados $m = a_1/a_2$	0.5	0.8	1.0
Muro paralelo al lado corto	1.3	1.5	1.6
Muro paralelo al lado largo	1.8	1.7	1.6

Estos factores pueden usarse en relaciones de carga lineal a carga total no mayores de 0.5. Se interpolará linealmente entre los valores tabulados.

4.3.5 Cargas concentradas

Cuando un tablero de una losa perimetralmente apoyada deba soportar una carga concentrada, P, aplicada en la zona definida por la intersección de las franjas centrales, la suma de los momentos resistentes, por unidad de ancho, positivo y negativo se incrementará, en cada dirección paralela a los bordes, en la cantidad

$$\frac{P}{2\pi}\left(1-\frac{2r}{3R}\right) \qquad (4.4)$$

en todo punto del tablero, siendo r el radio del círculo de igual área a la de aplicación de la carga, y R, la distancia del centro de la carga al borde más próximo a ella.

El criterio anterior también se aplicará a losas que trabajan en una dirección, con relación ancho a claro no menor que $\pi/2$, cuando la distancia de la carga a un borde libre no es menor que la mitad del claro. No es necesario incrementar los momentos resistentes en un ancho de losa mayor que 1.5 L centrado con respecto a la carga, siendo L el claro de la losa.

En todos los casos se revisará la tensión diagonal alrededor de la carga como se especifica en 2.1.5 j).

4.3.6 Losas planas

a) Conceptos generales

Losas planas son aquellas que trasfieren la carga directamente a las columnas, en general sin la ayuda de trabes. Pueden ser macizas de peralte constante, o aligeradas por algún medio (bloques de material ligero, moldes para formar alvéolos en la losa, etc). También pueden tener un cuadro de peralte menor en la parte central de los tableros, con tal que dicho cuadro quede enteramente dentro del área de intersección de las franjas centrales y que su espesor sea por lo menos de dos tercios del espesor del resto de la losa, excepto el del ábaco, y no menor de 10 cm.

La losa puede apoyar directamente sobre las columnas o a través de ábacos, capiteles o una combinación de ambos.

No se considerará para propósitos estructurales ninguna porción del capitel que caiga fuera del mayor cono circular recto que pueda inscribirse en el capitel.

En ocasiones se utiliza una trabe de borde en la periferia de la losa. En otros casos los bordes de la losa se apoyan sobre muros.

En cada tablero de una losa plana se distinguen tres franjas en cada dirección. La central, de ancho igual a la mitad del claro del tablero en la dirección en que se mide el ancho, y las extremas o de columna, cada una de ancho igual a un cuarto de dicho claro.

b) Hipótesis para el análisis

Los momentos flexionantes y fuerzas cortantes pueden obtenerse por medio de métodos reconocidos de análisis elásticos considerando las siguientes hipótesis:

1. Se supone que la estructura se divide en marcos ortogonales, cada uno de ellos formado por una fila de columnas y franjas de losa con ancho igual a la distancia entre las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado. Al analizar los marcos, en cada dirección deben usarse las cargas totales que actúan en las losas.

2. Al calcular las rigideces relativas de los miembros, el momento de inercia de cualquier sección (de columnas o de trabes) puede tomarse como el de la sección de concreto no agrietada y sin considerar el refuerzo. Además, se tendrán en cuenta los requisitos siguientes:

Para valuar el momento de inercia de las losas se considerará un ancho equivalente, a cada lado del eje de columnas, igual a

$$\frac{0.5\,L_2}{1+1.67\,L_2/L_1}+0.3\,c \leq 0.5\,L_2 \qquad (4.5)$$

donde L_2 es el claro del tablero que se considera, en la dirección en que se mide el ancho equivalente, y L_1 es el claro en la dirección que se analiza. Si no hay capitel, c es la dimensión de la columna en la dirección de L_2. Si existe capitel, c es el diámetro de la intersección, con la losa o el ábaco, del mayor cono circular recto que pueda inscribirse en el capitel.

Debe tenerse presente la variación del momento de inercia a lo lar-

go de los ejes de los miembros debido a capiteles y ábacos. También se tendrán en cuenta los efectos de trabes y agujeros. Si sólo se usan capiteles, se supondrá que el momento de inercia de las losas es infinito desde el centro de la columna hasta el borde del capitel, y en las columnas desde la sección inferior del capitel hasta el centro de la losa.

c) Reducción de momentos

Cuando se cumplan las condiciones que siguen, los momentos en las secciones críticas debidos a cargas verticales obtenidos según b) pueden reducirse de manera que la suma del momento positivo más el promedio de los momentos negativos en cada tablero no sea menor que

$$M_o = 0.115\,(1 - 1.25\,c/L_1)\,WL_1 \qquad (4.6)$$

En la ec (4.6), W es la carga total en el tablero, y L_1 el claro del tablero en la dirección en que se considera la flexión. Cuando los valores de c de las columnas de un tablero no son iguales debe usarse su promedio (aquí c es la dimensión paralela a L_1).

Para poder efectuar las reducciones indicadas en el párrafo anterior deben cumplirse las condiciones siguientes:

La estructura consta por lo menos de tres crujías en cada dirección

La relación de claro largo a corto en ningún tablero excede de 1.33

Los momentos M_o en tableros contiguos no difieren en más de 33 por ciento del menor de ellos

La relación de carga viva a muerta no es mayor de 2

El momento de desequilibrio que resulte en cada nudo al hacer las redistribuciones indicadas se repartirá entre las columnas en proporción a sus rigideces.

d) Secciones críticas para momento

La sección crítica para flexión negativa en las franjas de columna y central se supondrá a una distancia c/2 del eje de columnas correspondiente. Aquí c es la dimensión transversal de la columna paralela a L_1, o el diámetro de la intersección con la losa o el ábaco, del mayor cono circular recto que pueda inscribirse en el capitel.

En columnas se considerará como crítica la sección de intersección con la losa o ábaco. Si hay capiteles se tomará la intersección con el arranque del capitel.

e) Distribución de los momentos en las franjas

Los momentos flexionantes en secciones críticas a lo largo de las losas de cada marco se distribuirá entre las franjas de columna y las franjas centrales, de acuerdo con los porcentajes indicados en la tabla siguiente:

	Franjas de columna	Franjas centrales
Momentos positivos *	60	40
Momentos negativos	75	25

f) Efecto de la fuerza cortante

Se aplicarán las prescripciones de 2.1.5j con especial atención a la trasmisión correcta de momento entre columnas y losa, y a la presencia de aberturas cercanas a las columnas.

g) Fuerzas laterales

Los efectos de las fuerzas laterales se determinarán de acuerdo con los criterios utilizados para los de cargas verticales.

* Si el momento positivo es adyacente a una columna se distribuirá como si fuera negativo.

h) Peraltes mínimos

Puede omitirse el cálculo de deflexiones en tableros interiores de losas planas macizas si su peralte efectivo mínimo no es menor que

$$kL\ (1 - 2\ c/3L) \qquad (4.7)$$

donde L es el claro mayor y k un coeficiente que se determina como sigue:

Losas con ábacos que cumplan con los requisitos de i)	$k = 0.0006\ \sqrt[4]{f_s\ w} \geq 0.02$
Losas sin ábacos	$k = 0.00075\ \sqrt[4]{f_s\ w} \geq 0.025$

En las expresiones anteriores f_s es el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en kg/cm^2, (puede suponerse igual a $0.6\ f_y$), w es la carga en condiciones de servicio, en kg/m^2, y c la dimensión de la columna o capitel paralela a L.

Los valores obtenidos con la ec (4.7) deben aumentarse 20 por ciento en tableros exteriores y en losas aligeradas.

En ningún caso el espesor de la losa, h, será menor de 10 cm, si existe ábaco, o menor de 13 cm si no existe.

i) Dimensiones de los ábacos

Las dimensiones de cada ábaco en planta no serán menores que un tercio del claro en la dirección considerada. El peralte efectivo del ábaco no será menor que 1.3 por el peralte efectivo del resto de la losa pero no se supondrá mayor que 1.5 por dicho peralte, para fines de dimensionar.

j) Disposiciones sobre el refuerzo

Se respetarán las prescripciones sobre refuerzo mínimo por flexión y por cambios volumétricos de 2.1.2 a) y de 3.10. Además, el espaciamiento de las vari-

llas en las secciones críticas no excederá de dos veces el espesor de la losa, excepto en aquellas porciones del área de la misma que sean de construcción celular o nervada.

El refuerzo debe detallarse teniendo en cuenta los siguientes requisitos mínimos:

Los refuerzos positivo y negativo deben prolongarse más allá de cada punto de inflexión una distancia no menor que un décimo del claro respectivo.

Debe mantenerse no menos de la cuarta parte del refuerzo positivo total máximo hasta la línea que une los centros de columnas.

Por lo menos el 25 por ciento del acero de cada franja extrema debe estar comprendido en un ancho igual a 0.5 c más medio peralte efectivo a cada lado del eje de columnas. El resto del refuerzo irá uniformemente espaciado en la franja a que pertenece. Aquí c es la dimensión de la columna o capitel normal al refuerzo.

k) Aberturas

Pueden preverse aberturas de cualquier tamaño en losas planas con tal que se demuestre que la resistencia es la requerida y que el comportamiento en condiciones de servicio es satisfactorio. Tal demostración puede omitirse si se cumplen los requisitos siguientes:

1. Se admiten aberturas de cualquier tamaño en la intersección de dos franjas centrales, a condición de que se mantenga, en cada dirección, el refuerzo total que se requeriría si no hubiera la abertura.

2. En la intersección de dos franjas de columna, las aberturas no deben interrumpir más de un octavo del ancho de cada una de dichas franjas. En los lados

de las aberturas debe suministrarse el refuerzo que correspondería al ancho que se interrumpió en cada dirección.

3. En la intersección de una franja de columna y una franja central, las aberturas no deben interrumpir más de un cuarto del ancho de cada una de dichas franjas. En los lados de las aberturas debe suministrarse el refuerzo que correspondería al ancho que se interrumpió en cada dirección.

4. Deben cumplirse los requisitos para fuerza cortante de 2.1.5 j); y se revisará que no se exceda la cuantía máxima de acero de tensión de 2.1.2 b) calculada con el ancho que resulte descontando las aberturas.

4.3.7 Losas encasetonadas

Las losas encasetonadas, sean planas o perimetralmente apoyadas, en que la distancia centro a centro entre nervaduras no sea mayor que un octavo del claro de la losa paralelo a la dirección en que se mide la separación de las nervaduras, se pueden analizar como si fueran macizas, con los criterios que anteceden.

En cada caso, de acuerdo con la naturaleza y magnitud de la carga que vaya a actuar, se revisará la resistencia a cargas concentradas de las zonas comprendidas entre nervaduras. Como mínimo se considerará una carga concentrada de 1000 kg en un área de 10 x 10 cm actuando en la posición más desfavorable.

4.4 Zapatas

4.4.1 Disposiciones generales

Para dimensionar por flexión se tomarán las siguientes secciones críticas:

En zapatas que soporten elementos de concreto, el plano vertical tan-

gente a la cara del elemento.

En zapatas que soportan muros de piedra o tabique, la sección media entre el paño y el eje del muro.

En zapatas que soporten columnas de acero a través de placas de base, la sección crítica será en el perímetro de la columna, a menos que la rigidez y resistencia de la placa permitan considerar una sección más alejada.

Las zapatas con refuerzo en una dirección y las zapatas cuadradas reforzadas en dos direcciones llevarán su refuerzo espaciado uniformemente.

En zapatas aisladas rectangulares con flexión en dos direcciones, el refuerzo paralelo al lado mayor se distribuirá uniformemente; y el paralelo al lado menor se distribuirá en tres franjas en la forma siguiente: en la franja central, de ancho a_1, una cantidad de refuerzo igual a la totalidad que debe colocarse en esa dirección, multiplicada por $2a_1/(a_1 + a_2)$, donde a_1 y a_2 son, respectivamente, los lados corto y largo de la zapata. El resto del refuerzo se distribuirá uniformemente en las dos franjas extremas.

Las secciones críticas para diseño por tensión diagonal se definen en 2.1.5 j).

Se supondrá que las secciones críticas por anclaje son las mismas que por flexión. También deben revisarse todas las secciones donde ocurran cambios de sección o donde se interrumpa parte del refuerzo.

Si la zapata se apoya sobre pilotes, al calcular la fuerza cortante en una cierta sección se supondrá que en ella produce cortante la reacción completa

de los pilotes cuyos centros queden a $0.5\ d_p$, o más, hacia fuera de dicha sección, siendo d_p el diámetro de un pilote en la base de la zapata. Se supondrá que no producen cortante las reacciones de los pilotes cuyos centros queden a $0.5\ d_p$, o más, hacia dentro de la sección considerada. Para posiciones intermedias del centro de un pilote se interpolará linealmente.

4.4.2 Transmisión de esfuerzos en la base de una columna o pedestal

Cuando la carga que la columna transmite a la zapata es excéntrica debe seguirse el criterio de dimensionamiento para losas planas que se presenta en (2.1.5j).

Los esfuerzos de aplastamiento en el área de contacto no excederán a los valores consignados en 2.1.4.

4.4.3 Espesor mínimo de zapatas de concreto reforzado

El espesor mínimo del borde de una zapata reforzada será de 10 cm. Si la zapata apoya sobre pilotes dicho espesor mínimo será de 30 cm.

4.5 Muros

4.5.1 Muros sujetos a cargas verticales axiales o excéntricas

Estos muros deben dimensionarse por flexocompresión como si fueran columnas, teniendo en cuenta las siguientes disposiciones complementarias:

En tableros cuyos bordes verticales posean suficiente restricción la

longitud efectiva de pandeo H' se calculará como sigue

$$H' = H, \qquad \text{si} \quad H/L \leq 0.35$$

$$H' = (1.3 - 0.85\, H/L)H, \text{si} \quad 0.35 < H/L < 0.8$$

$$H' = L/2, \qquad \text{si} \quad H/L \geq 0.8$$

donde H es la altura del muro y L la longitud horizontal del tablero. Aquí se entiende por tablero una porción de muro limitada por elementos estructurales verticales, o todo el muro si no hay dichos elementos o sólo los hay en los bordes del muro. Se considera suficiente restricción lateral la presencia de elementos estructurales ligados al tablero en sus bordes verticales, siempre que su dimensión perpendicular al plano del muro no sea menor que 2.5 veces el espesor del mismo.

En muros de uno o varios tableros cuyos bordes no tienen suficiente restricción, H' se tomará igual a H si H/L es menor o igual que 0.35, e igual a $0.215\left(\frac{H}{L} + 4.3\right) H \leq 2H$ si H/L es mayor que 0.35. Aquí L es la longitud horizontal del muro.

Si las cargas son concentradas, se tomará como ancho efectivo una longitud igual a la de contacto más cuatro veces el espesor del muro, pero no mayor que la distancia centro a centro entre cargas.

4.5.2 Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano

En muros con relación L/t no mayor de 90, cuyos bordes posean suficiente restricción lateral, no sujetos a cargas verticales de consideración y cuya principal función sea resistir fuerzas horizontales en su plano, los efectos de la flexión y de la fuerza cortante se tomarán en cuenta con las disposiciones de 2.1.2 g) y 2.1.5 i).

Aquí L es la longitud horizontal del muro.

Para valores de L/t mayores de 90, así como en muros con bordes que carezcan de suficiente restricción, deberá reducirse la capacidad del muro para resistir fuerza horizontal tomando en cuenta la posibilidad de pandeo. En muros donde además actúan cargas verticales de consideración, la relación L/t deberá limitarse a 40 y se aplicará lo dispuesto en 4.5.1.

4.5.3 Disposiciones sobre el refuerzo

En muros con relación H/L no mayor que 1.2, el refuerzo para flexión que se calcule en la sección de momento máximo según 2.1.2 g) se prolongará recto y sin reducción en toda la altura del muro, distribuido uniformemente en un ancho igual a 0.2 L - 0.1 H, medido desde el borde a tensión del muro, pero no mayor que 0.4 H.

Si la relación H/L es mayor que 1.2, el refuerzo por flexión en la porción del muro situada arriba del nivel 1.2 L se puede hacer variar de acuerdo con el diagrama de momentos, respetando las disposiciones de 3.1. Abajo del nivel mencionado se aplicará lo dicho en el párrafo anterior.

El refuerzo por fuerza cortante horizontal que actúa en el plano del muro cumplirá con los requisitos de 2.1.5 i).

El refuerzo cuyo trabajo a compresión sea necesario para lograr la resistencia requerida debe restringirse contra el pandeo con estribos o grapas que cumplan con las disposiciones de 4.2.2.

4.5.4 Aberturas

Se proporcionará refuerzo en la periferia de toda abertura en cantidad suficiente para resistir las tensiones que puedan presentarse. Como mínimo deberán colocarse dos barras del No. 4, o su equivalente, a lo largo de cada lado de la abertura. Estas barras se prolongarán una distancia igual a su longitud de desarrollo, L_d, desde las esquinas de la abertura.

La presencia de aberturas debe tomarse en cuenta en todo cálculo de rigideces y resistencias.

4.6 Arcos, cascarones y losas plegadas

4.6.1 Análisis

Los arcos y cascarones se analizarán siguiendo métodos reconocidos. En el análisis de cascarones delgados puede suponerse que el material es elástico, homogéneo e isótropo y que la relación de Poisson es igual a cero. El análisis que se haga debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones y tomará en cuenta las condiciones de frontera que se tengan. Deben asimismo considerarse las limitaciones que imponga el pandeo del cascarón y se investigará la posible reducción de las cargas de pandeo causada por deflexiones grandes, flujo plástico y diferencias entre la geometría real y la teórica. Se prestará especial atención a la posibilidad de pandeo de bordes libres de cascarones.

4.6.2 Simplificaciones en el análisis de cascarones

Se podrán aplicar métodos aproximados de análisis que cumplan las condiciones de equilibrio aunque no satisfagan las de compatibilidad de deformaciones,

a condición de que la experiencia haya demostrado que conducen a diseños seguros.

Podrá no tomarse en cuenta la influencia de fenómenos tales como pandeo o flujo plástico del concreto, siempre que se demuestre analítica o experimentalmente, o por comparación con estructuras existentes de comportamiento satisfactorio, que tales influencias no tienen importancia.

4.6.3 Dimensionamiento

Los arcos y cascarones se dimensionarán de acuerdo con las disposiciones para flexocompresión y cortante de las secciones 2 6 9.

El refuerzo de cascarones se dimensionará para resistir la totalidad de los esfuerzos de tensión que se obtengan del análisis y debe cumplir con los requisitos de 3.10 para refuerzo por cambios volumétricos.

4.6.4 Losas plegadas

Se aplicarán a las losas plegadas los requisitos que se mencionan para cascarones.

4.7 Articulaciones plásticas en vigas, columnas y arcos

Cuando de acuerdo con el capítulo de Diseño Sísmico del Reglamento, o cuando se use análisis límite, deban preverse articulaciones plásticas en vigas, columnas o arcos de concreto reforzado, se tomarán las precauciones que a continuación se especifican en la porción del elemento que se halle a una distancia igual a dos peraltes efectivos (2d) de toda sección donde se suponga, o el análisis indique, que se va a formar una articulación plástica. (Si la articulación se forma en una sección intermedia los dos peraltes efectivos se tomarán a cada lado de dicha sección).

En estructuras formadas por vigas y columnas se procurará que las articulaciones plásticas se formen en las vigas.

En las secciones no afectadas por las articulaciones plásticas que se prevean debe comprobarse que el factor de seguridad en flexión no sea menor que 1.1 veces el que se tiene en las articulaciones plásticas.

Los requisitos que deben cumplirse en la zona de una articulación plástica son:

a) El acero de refuerzo tendrá zona de fluencia definida y su esfuerzo de fluencia no será mayor que 4200 kg/cm^2. La resistencia especificada, f'_c, del concreto no será menor que 200 kg/cm^2.

b) En vigas el área de acero de tensión no será mayor que el 75 por ciento de la que corresponde a la falla balanceada.

c) No se interrumpirán ni doblarán barras longitudinales de refuerzo.

d) Los estribos formarán anillos cerrados normales al eje del miembro y cumplirán con los requisitos de 3.1.3.

e) La separación entre estribos no será mayor que 0.25 d en vigas, ni mayor que 10 cm en columnas, y satisfará, con relación al acero longitudinal que pueda actuar en compresión, los criterios que se especifican en 4.2.2 para evitar el pandeo de barras longitudinales.

f) Si la articulación en una viga se forma al paño de una columna sin que llegue otra viga a la cara opuesta de la columna, los refuerzos superior e inferior de la viga deben prolongarse hasta la cara más lejana del núcleo de la columna. Cada barra debe terminar con un doblez a 90° seguido de un tramo recto no me-

nor que 10 diámetros ni que el necesario para que la longitud de la barra, medida desde el paño de la columna sea igual a 1.5 L_d, calculada ésta según 3.1.1.c).

g) En miembros sujetos a flexocompresión el refuerzo transversal en la zona afectada será una hélice que cumpla con los requisitos de 4.2.3, o bien constará de estribos o estribos y grapas que, además de las disposiciones de a) y e) que sean aplicables, cumplirán con lo siguiente:

El área transversal de una rama de estribo, A_{sh}, se calculará con la expresión

$$A_{sh} = \frac{L_h \, p' \, s_h}{2} \qquad (4.8)$$

donde p' es la cuantía volumétrica determinada con las expresiones (4.2), en las que se sustituye el área del núcleo rectangular medida hasta los paños exteriores del estribo en lugar de A_c, y donde f_y es el esfuerzo especificado de fluencia de los estribos que no será mayor de 4200 kg/cm^2; L_h es la máxima longitud sin soporte lateral de un estribo la cual se mide entre ramas transversales del estribo o grapas suplementarias, y s_h es la separación centro a centro de los estribos que no será mayor de 10 cm.

Pueden usarse grapas del mismo diámetro que los estribos para reducir la longitud sin soporte L_h. Cada extremo de una grapa debe abrazar con un doblez a 180° seguido de un tramo recto de 10 diámetros al estribo que restringe, y debe sujetarse a una barra longitudinal para evitar que la grapa se mueva durante la construcción.

5. CONCRETO PRESFORZADO

Las disposiciones contenidas en otras partes de este documento que no contradigan a los requisitos de esta sección serán aplicables a concreto presforzado.

5.1 Revisión de los estados límite de falla

5.1.1 Flexión y flexocompresión

La resistencia a flexión o flexocompresión de elementos presforzados se calculará con base en las hipótesis generales enunciadas en 2.1.1, tomando en cuenta la deformación inicial del acero debida al presfuerzo.

a) Refuerzo máximo en miembros a flexión

Las cantidades de acero de presfuerzo y de acero ordinario que se utilicen en la zona de tensión y en la de compresión, serán tales que la fuerza $A_s f_s + A_{sp} f_{sp}$ correspondiente al momento resistente de la sección sea menor o igual que el 75 por ciento de la que corresponde a la falla balanceada. Aquí la falla balanceada se define como la que ocurre cuando simultáneamente el acero de presfuerzo de la zona de tensión

llega a su esfuerzo convencional de fluencia, f_{yp}, y el concreto alcanza su deformación máxima de 0.003 en compresión. Para determinar las condiciones de falla balanceada se tomará en cuenta la deformación unitaria inicial debida al presfuerzo aplicado.

En la expresión anterior

A_s área de acero ordinario de tensión

A_{sp} área de acero de presfuerzo en la zona de tensión

f_s esfuerzo en el acero ordinario de tensión cuando se alcanza la resistencia

f_{sp} esfuerzo en el acero de presfuerzo cuando se alcanza la resistencia

b) Secciones T sujetas a flexión

Para determinar el ancho efectivo de patín en secciones T presforzadas que forman parte integral de un piso monolítico, se aplicará el criterio dado en 2.1.2 c) para vigas reforzadas.

En vigas con patín presforzadas aisladas regirá el mismo criterio, a menos que se compruebe experimentalmente la posibilidad de tomar anchos efectivos mayores.

c) Cantidad mínima de refuerzo ordinario adherido

En la zona precomprimida de tensión de miembros sujetos a flexión cuyos tendones de presfuerzo quedan sin adherirse, debe suministrarse acero ordinario cuya área sea por lo menos igual a 0.004A. En esta expresión A es el área de la porción

de sección transversal situada entre el borde extremo que está a tensión y el centroide de la sección completa. La zona precomprimida de tensión es aquella que por efecto del presfuerzo trabaja a compresión y que al actuar las cargas puede quedar a tensión.

El refuerzo determinado según el párrafo anterior debe distribuirse uniformemente cerca de las fibras extremas de tensión.

d) Refuerzo transversal en miembros a flexocompresión

Este refuerzo debe cumplir con los requisitos de 4.2.2, aplicados con base en el acero longitudinal sin presforzar que tenga el miembro. También cumplirá con 5.1.2.

5.1.2 Fuerza cortante

Para tomar en cuenta los efectos de la fuerza cortante en miembros presforzados, se aplicarán las disposiciones de 2.1.5 a) III y 2.1.5 c).

5.1.3 Pandeo debido al presfuerzo

En todo diseño debe considerarse la posibilidad de pandeo de un miembro entre puntos en que estén en contacto el concreto y el acero de presfuerzo. También se tendrá en cuenta el pandeo de patines y almas delgadas.

5.2 Revisión de los estados límite de servicio

Las deformaciones y el agrietamiento bajo las condiciones de carga que puedan ser críticas durante el proceso constructivo y la vida útil de la estructura no deben exceder a los valores que en cada caso se consideren aceptables.

Una forma indirecta de lograr que el agrietamiento no sea ex-

cesivo y limitar las pérdidas por flujo plástico es obligar a que los esfuerzos en condiciones de servicio se mantengan dentro de ciertos límites. Para este fin, al dimensionar o al revisar esfuerzos bajo condiciones de servicio, puede usarse la teoría elástica del concreto y la sección transformada. (En estas revisiones no se emplean secciones reducidas, esfuerzos reducidos ni factores de reducción).

Si se opta por limitar los esfuerzos, se considerarán los valores siguientes:

a) Esfuerzos permisibles en el concreto de elementos presforzados

Esfuerzos inmediatamente después de la transferencia y antes que ocurran las pérdidas por contracción y flujo plástico:

compresión	$0.60\ f'_{ci}$
tensión en miembros sin refuerzo en la zona de tensión	$\sqrt{f'_{ci}}$ (en kg/cm^2)

Cuando el esfuerzo de tensión calculado exceda de este valor, se suministrará refuerzo para que resista la fuerza total de tensión del concreto, valuada en la sección sin agrietar.

En las expresiones anteriores, f'_{ci}, en kg/cm^2, es la resistencia a compresión del concreto a la edad en que ocurre la transferencia. Esta tiene lugar en concreto pretensado cuando se cortan los tendones o se disipa la presión en el gato, o, en postensado, cuando se anclan los tendones.

Esfuerzos bajo cargas muerta y viva de servicio:

compresión	$0.45\ f'_c$
tensión	$2\sqrt{f'_c}$ (en kg/cm^2)

Estos valores pueden excederse siempre que se justifique que el comportamiento estructural del elemento es adecuado.

Cuando la estructura vaya a estar sujeta a ambiente corrosivo puede ser necesario obligar a que no haya tensiones en condiciones de servicio.

b) Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo

Debidos a la fuerza aplicada por el gato $0.80\ f_{sr}$

Inmediatamente después de la transferencia $0.70\ f_{sr}$

En estas expresiones f_{sr} es el esfuerzo resistente del acero de presfuerzo.

5.3 Pérdidas de presfuerzo

Para determinar el presfuerzo efectivo se tendrán en cuenta las pérdidas de presfuerzo debidas a las siguientes causas:

- Deslizamiento de los anclajes
- Acortamiento elástico del concreto
- Flujo plástico del concreto
- Contracción del concreto
- Relajación del esfuerzo en el acero
- Pérdidas por fricción en acero postensado debidas a curvatura intencional o accidental de los tendones

Si se cuenta con la información necesaria debe valuarse cada pérdida; en caso contrario, se supondrá que en elementos pretensados la suma de las pérdidas es 20 por ciento del presfuerzo inicial, y que en elementos postensados la suma de las pérdidas, sin incluir las de fricción, es 15 por ciento de dicho presfuerzo inicial. En los planos se indicará el presfuerzo efectivo que debe quedar, deducidas las pérdidas.

Las pérdidas por fricción en acero postensado estarán basadas en coeficientes de fricción por desviación accidental y por curvatura, determinados experimentalmente. La expresión siguiente da, en función de los coeficientes mencionados, el valor de la fuerza, P_o, que es necesario aplicar en el gato para producir una tensión determinada, P_x, en un cierto punto x del tendón.

$$P_o = P_x \, e^{(KL + \mu \alpha)}$$

donde

K	coeficiente de fricción por desviación accidental, por metro de tendón
L	longitud del tendón desde el extremo donde se une al gato hasta el punto x, en metros
μ	coeficiente de fricción por curvatura
α	cambio angular total en el perfil del acero de presfuerzo, desde el extremo donde actúa el gato hasta el punto x, en radianes
e	base de los logaritmos naturales.

5.4 Requisitos complementarios

5.4.1 Revisión de las zonas de anclaje

En las zonas donde se anclan los tendones, sea por adherencia o con algún dispositivo mecánico, se proporcionará refuerzo para resistir los esfuerzos transversales de desgarramiento que ahí se generan.

Los dispositivos de anclaje de sistemas postensados, así como las zonas de concreto donde apoyan, deben revisarse bajo las dos condiciones siguientes:

a) Un presfuerzo de transferencia de 0.85 f_{sr} en los tendones y un esfuerzo de contacto en el concreto de f^*_{ci}, donde f_{sr} es el esfuerzo resistente del acero y f^*_{ci} es la resistencia nominal a compresión del concreto cuando se aplica el presfuerzo (se puede tomar $f^*_{ci} = 0.7\ f'_{ci}$).

b) Un esfuerzo f_{sr} en los tendones y un esfuerzo de contacto en el concreto f^*_c.

5.4.2 Anclaje del acero de presfuerzo

El acero de presfuerzo debe cumplir con el requisito general de anclaje de 3.1.1 a). Para ello basta, en la mayoría de los casos, revisar las secciones más próximas a los extremos, en las cuales deba alcanzarse el momento resistente.

5.4.3 Protección contra la corrosión de tendones no adheridos

Los tendones sin adherencia deben cubrirse totalmente con un material adecuado que asegure protección contra la corrosión.

6. CONCRETO PREFABRICADO

Las estructuras prefabricadas se diseñarán con los mismos criterios empleados para estructuras coladas en el lugar, teniendo en cuenta, además, las condiciones de carga que se presenten desde la fabricación inicial de los elementos hasta la terminación de la estructura (véase 10.5) así como las condiciones de restricción que proporcionen las conexiones.

Las conexiones se diseñarán de modo que el grado de restricción que proporcionen esté de acuerdo con lo supuesto en el análisis de la estructura. La resistencia de una conexión a cada fuerza interna que deba trasmitir no será menor que 1.3 veces el valor de diseño de dicha fuerza interna.

Al detallar las conexiones deben preverse las tolerancias y holguras necesarias para la manufactura y el montaje.

7. CONCRETO SIMPLE

7.1 Limitaciones

No se permiten elementos de concreto simple cuya longitud exceda de 1.50 m salvo que mediante aditivos se disminuya la contracción o que existan compresiones permanentes capaces de impedir su agrietamiento o que se desprecie el trabajo del concreto en esa dirección.

7.2 Esfuerzos de diseño

Los esfuerzos calculados bajo cargas de diseño (ya multiplicadas por el factor de carga), suponiendo comportamiento elástico, no excederán a los valores siguientes:

compresión	$0.5\, f^*_c$
tensión	$\sqrt{f^*_c}$
cortante, como medida de la tensión diagonal en elementos que trabajen en una dirección	$0.5\sqrt{f^*_c}$
cortante, como medida de la tensión diagonal cuando el elemento trabaje en dos direcciones y la falla sea cónica o piramidal alrededor de la carga	$\sqrt{f^*_c}$

Estos valores también deben aplicarse a elementos cuyo único refuerzo sea el necesario por cambios volumétricos prescrito en 3.10.

8. CONCRETO LIGERO

8.1 Requisitos generales

En este capítulo se entiende por concreto ligero aquel cuyo peso volumétrico seco es inferior a 2 ton/m^3.

En el diseño de elementos estructurales de concreto ligero son aplicables los criterios para concreto de peso normal con las modificaciones que aquí se estipulan.

Se supondrá que un elemento de concreto ligero reforzado alcanza su resistencia a flexocompresión cuando la deformación unitaria del concreto es $0.003\ E_c/E_L$, donde E_c y E_L son, respectivamente, los módulos de elasticidad del concreto de peso normal y ligero de igual resistencia.

En las fórmulas relacionadas con el cálculo de resistencias, aplicables a concreto de peso normal, se sustituirá $0.5\ f_t^*$ en lugar de $\sqrt{f_c^*}$, siendo f_t^*, en kg/cm^2, la resistencia nominal a tensión indirecta obtenida de acuerdo con

1.4.1 b). El valor de f_t^* que se use no debe ser mayor que $2\sqrt{f_c^*}$. Si no se conoce f_t^* se supondrá igual a $1.2\sqrt{f_c^*}$.

No son aplicables las fórmulas de peraltes mínimos que en elementos de peso normal permiten omitir el cálculo de deflexiones.

El módulo de elasticidad del concreto ligero se determinará experimentalmente, con un mínimo de seis pruebas para cada resistencia y cada tipo de agregado.

8.2 Requisitos complementarios

El refuerzo por cambios volumétricos que se estipula en 3.10 será obligatorio en toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural, en metros, exceda de $0.75\,\bar{f}_t/\sqrt{f'_c}$, y las cuantías requeridas en ese inciso se incrementarán en la relación $2\sqrt{f'_c}\,/\bar{f}_t$ (f'_c y $\bar{f}_t$ en kg/cm^2). El esfuerzo $\bar{f}_t$ se define en 1.4.1 b).

El refuerzo no se doblará con un radio menor que $f_y/30\,\bar{f}_t$ por el diámetro de la barra doblada ni menor que el que señale la respectiva norma DGN, de las indicadas en 1.4.2, para la prueba de doblado.

Si se desconoce $\bar{f}_t$ se sustituirá por $1.2\sqrt{f'_c}$ en las expresiones de este inciso.

9. DISEÑO POR VALORES ADMISIBLES

9.1 Alcance

En esta sección se incluye un procedimiento optativo de diseño, según el cual las estructuras de concreto reforzado deben diseñarse de manera que las acciones internas, o los esfuerzos, en condiciones de servicios no excedan de ciertos valores admisibles. Las acciones internas o los esfuerzos en condiciones de servicio son aquellos que resultan del análisis de la estructura bajo acciones nominales (que no se han multiplicado por los factores de carga). El diseño por valores admisibles no es aplicable a estructuras o elementos presforzados.

Los esfuerzos y las capacidades admisibles que aquí se especifican corresponden, con la salvedad indicada al final de este párrafo, a la combinación de

acciones permanentes y cargas vivas usuales. Bajo la combinación de acciones permanentes, carga viva y una carga accidental los valores admisibles se incrementarán 33 por ciento. Para estructuras donde pueda haber normalmente aglomeración de personas, como escuelas, auditorios, estadios, templos y salas de espectáculos, o construcciones que contengan equipo sumamente valioso, incluyendo museos, los valores admisibles bajo la combinación de acciones permanentes y cargas vivas serán el 90 por ciento de los aquí consignados.

El análisis se hará según lo prescrito en 1.3, excepto que las redistribuciones de momentos que ahí se indican sólo se aplicarán a losas apoyadas perimetralmente. Al dimensionar no se harán las reducciones de dimensiones prescritas en 1.5. La revisión de los estados límite de servicio se hará de acuerdo con lo dispuesto en 2.2.

Deben respetarse las disposiciones de las secciones 1, 2, 3, 4 y 10 que no contradigan a las de esta sección.

9.2 Flexión

Por flexión, los elementos (excepto vigas diafragma, ménsulas y muros) se dimensionarán de modo que, en condiciones de servicio, los esfuerzos no excedan de los siguientes valores:

Compresión en el concreto	$0.45\ f'_c$
Tensión o compresión en el acero	$0.5\ f_y$

Los esfuerzos se calcularán con base en las condiciones de equilibrio y en las hipótesis que siguen:

a) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana

b) Existe adherencia entre el concreto y el acero, de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente

c) El concreto no resiste esfuerzos de tensión

d) Los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones unitarias.

La relación modular, $n = E_s/E_c$, se puede redondear al número entero más próximo y no se tomará menor que 6. En elementos de concreto ligero, excepto para el cálculo de flechas, se supondrá que n tiene igual valor que para concreto de peso normal de la misma resistencia.

En elementos doblemente reforzados, para transformar el área de acero de compresión ésta se multiplicará por 2n.

Las vigas diafragma, las ménsulas y los muros se dimensionarán por flexión de modo que los momentos flexionantes en condiciones de servicio no excedan del 50 por ciento de las resistencias obtenidas según 2.1.2 e), f) y g), tomando $F_R = 1$.

9.3 Flexocompresión

Los elementos a flexocompresión se dimensionarán de modo que las fuerzas y momentos internos de diseño en condiciones de servicio no excedan del 35 por

ciento de las resistencias determinadas de acuerdo con 2.1.3 si la falla es en compresión, ni del 40 por ciento si es en tensión. Para calcular las resistencias según 2.1.3, se tomará $F_R = 1.0$ y $f_c^* = f_c'$.

Los efectos de esbeltez se tendrán en cuenta con las disposiciones de 1.3.2. En la expresión (1.2) el valor de P_u se sustituirá por 2.5 veces la carga axial de servicio. El factor de amplificación, F_a, se aplicará a los momentos obtenidos bajo cargas de servicio.

9.4 Aplastamiento

En apoyos de miembros estructurales y otras superficies sujetas a presiones de contacto o aplastamiento, el esfuerzo bajo cargas de servicio no debe exceder de $0.25\, f_c'$. Cuando la superficie que recibe la carga tiene un área mayor que el área de contacto, el valor anterior puede incrementarse multiplicándolo por la relación $\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$, donde A_1 es el área de contacto y A_2 es el área de la figura de mayor tamaño, semejante al área de contacto y concéntrica con ella, que puede inscribirse en la superficie que recibe la carga.

9.5 Fuerza cortante

9.5.1 Fuerza cortante que toma el concreto

Las expresiones de V_c que se presentan enseguida para distintos elementos son aplicables cuando la dimensión transversal, h, del elemento, paralela a la fuerza cortante, no es mayor que un metro y, además la relación h/b no excede de 6. Por cada una de las dos condiciones anteriores que no se cumpla se reducirá

V_c dado por dichas expresiones en 20 por ciento. Para valuar h/b en vigas T o I se usará el ancho del alma, b'.

a) Vigas

En vigas con relación claro a peralte total, L/h, no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto en condiciones de servicio, V_c, se calculará con el criterio siguiente:

$$\text{si } p < 0.01 \qquad V_c = bd\,(0.08 + 12p)\sqrt{f'_c} \qquad (9.1)$$

$$\text{si } p \geq 0.01 \qquad V_c = 0.2\,bd\sqrt{f'_c} \qquad (9.2)$$

Cuando L/h sea menor que 4 y las cargas y reacciones compriman directamente las caras superior e inferior de la viga, V_c se obtendrá multiplicando el valor que da la ec (9.2) por $(3.5 - 2.5\,\frac{M}{Vd}) > 1.0$, pero sin que se tome V_c mayor que $0.6\,bd\sqrt{f'_c}$. En el factor anterior M y V son el momento flexionante y la fuerza cortante que actúan en la sección. Si las cargas o reacciones no comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, no se modificará el valor dado por la ec (9.2). Para relaciones L/h comprendidas entre 4 y 5, V_c se hará variar linealmente hasta los valores dados por las ecs (9.1) y (9.2).

Para secciones T, I o L, en todas las expresiones anteriores se usará el ancho del alma, b', en lugar de b. Si el patín está a compresión, al producto b'd pueden sumarse las cantidades t^2 en vigas T e I, y $t^2/2$ en vigas L, siendo t el espesor del patín.

b) Miembros sujetos a flexión y carga axial

En miembros a flexocompresión la fuerza cortante que toma el concreto se obtendrá multiplicando los valores dados por las ecs (9.1) ó (9.2) por

$1 + 0.007\ P/A_g$. Para valuar p se tomará el área de las barras de la capa más próxima a la cara de tensión o a la de compresión mínima en secciones rectangulares, y $0.33\ A_s$ en secciones circulares. Para estas últimas bd se sustituirá por A_g.

En miembros sujetos a flexotensión, V_c se obtendrá multiplicando los valores dados por las ecs (9.1) o (9.2) por $1 - 0.03\ (P/A_g)$. Para valuar p y tratar secciones circulares se aplicará lo antes dicho para miembros a flexocompresión.

P es la fuerza axial en condiciones de servicio, en kg, A_g el área bruta de la sección transversal y A_s el área total de acero en la sección, ambas en cm^2.

9.5.2 Refuerzo por tensión diagonal en vigas y columnas

Se aplicarán las disposiciones de 2.1.5 b) que no estén cubiertas por lo que aquí se prescribe. El esfuerzo admisible en el refuerzo transversal, f_s, se tomará igual a $0.5\ f_y$. El esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal no será mayor que 4200 kg/cm^2.

Cuando la fuerza cortante de servicio, V, es mayor que V_c valuada según 9.5.1.a), se requiere refuerzo por tensión diagonal. Su separación, s, se determinará con la expresión y limitaciones siguientes:

$$s = \frac{0.9\ A_v\ f_s\ d\ (\text{sen}\ \theta + \cos\theta)}{V - V_c} \leq \frac{A_v f_s}{2.8b} \qquad (9.3)$$

A_v es el área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia s, θ es el ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza. En esta fórmula A_v debe estar en cm^2, f_s en kg/cm^2, V y V_c en kg, y b y d en cm. La separación resulta en cm. Para secciones circulares se sustituirá d por el diámetro de la sección.

Si V es mayor que V_c pero menor o igual que $0.6\ bd\sqrt{f'_c}$, la separación de estribos verticales no excederá de 0.5d.

Si V es mayor que $0.6\ bd\sqrt{f'_c}$, el espaciamiento de estribos verticales no deberá ser mayor que 0.25 d.

En ningún caso se admitirá que V sea mayor que $bd\sqrt{f'_c}$.

Se respetará el requisito de refuerzo mínimo de 2.1.5 b).

Cuando el refuerzo conste de un solo estribo o un grupo de barras dobladas en una misma sección, su área se calculará con

$$A_v \quad \frac{V-V_c}{0.9\ f_s \operatorname{sen} \theta} \qquad (9.4)$$

En este caso no se admitirá que V sea mayor que $0.6\ bd\sqrt{f'_c}$.

9.5.3 Requisitos complementarios

Se aplicará lo dispuesto en los incisos d), e) y f) de 2.1.5.

9.5.4 Fuerza cortante en otros elementos

Las fuerzas y esfuerzos cortantes en condiciones de servicio en vigas diafragma, ménsulas, muros, losas y zapatas no excederán del 35 por ciento de las resistencias calculadas según 2.1.5, tomando $f^*_c = f'_c$ y $F_R = 1$.

9.6 Torsión

Las disposiciones que siguien son aplicables a tramos sujetos a torsión

cuya longitud no sea menor que el doble del peralte total del miembro. Las secciones situadas a menos de un peralte efectivo de la cara del apoyo pueden dimensionarse para la torsión que actúa a un peralte efectivo.

9.6.1 Miembros en los que se requiere refuerzo por torsión

En miembros cuya resistencia a torsión sea directamente necesaria para el equilibrio de la estructura o de parte de ella (fig 2.3 a), se suministrará refuerzo por torsión de acuerdo con 9.6.2, donde para calcular las áreas de acero necesarias se supondrá $T_c = 0$, y para determinar el refuerzo mínimo por torsión y el valor máximo admisible de T, el valor de T_c se obtendrá con la ec (9.7).

En miembros sujetos a torsión y fuerza cortante donde la resistencia a torsión no afecte directamente al equilibrio de la estructura (fig 2.3 b), se procederá como sigue:

El momento torsionante, T, se calculará suponiendo en el análisis que la rigidez a la torsión del elemento es la mitad de la rigidez torsional elástica de la sección completa calculada con el módulo de rigidez al cortante, G, igual a 0.4 veces el módulo de elasticidad del concreto.

Cuando se cumpla la condición

$$\frac{T^2}{T_o^2} + \frac{V^2}{V_c^2} \geq 1.0 \qquad (9.5)$$

y, además, el momento torsionante en condiciones de servicio, T, sea mayor que T_c dado por la ec (9.7), se requerirá refuerzo por torsión. Si no se cumple alguna de las dos condiciones anteriores los efectos de la torsión pueden despreciarse.

En secciones rectangulares y secciones T, I o L, T_o y T_c se valúan con las expresiones siguientes:

$$T_o = 0.24 \sum x^2 y \sqrt{f'_c} \qquad (9.6)$$

$$T_c = 0.25\, T_o \qquad (9.7)$$

donde x y y, en cm, son las dimensiones menor y mayor de los rectángulos en que quede descompuesta la sección al considerar cada ala y el alma con el peralte completo de la sección, pero sin que se tome y mayor que 3x. La suma se refiere a los rectángulos componentes de la sección. Pueden usarse las ecs (9.6) y (9.7) para secciones circulares tomando x = y = 0.8 diámetros. En las expresiones anteriores, T_c es la contribución que se le atribuye al concreto y T_o el momento de torsión admisible de una sección de concreto sin refuerzo.

En miembros que también estén sujetos a tensión axial, el valor de T_o se multiplicará por $(1 - 0.045\, P/A_g)$ donde P es la tensión en condiciones de servicio, en kg, y A_g el área bruta de la sección, en cm^2.

9.6.2 Refuerzo por torsión

Este refuerzo estará formado por estribos cerrados perpendiculares al eje del miembro y por barras longitudinales. En miembros circulares los estribos serán circulares. El refuerzo necesario para torsión se combinará con el requerido para otras fuerzas interiores, a condición de que el área suministrada no sea menor que la suma de las áreas individuales necesarias y que se cumplan los requisitos más restrictivos en cuanto a espaciamiento y colocación del refuerzo. El refuerzo por torsión se suministrará cuando menos en una distancia (h + b) más allá del punto teórico donde

ya no se requiere, siendo h y b el peralte total y el ancho del miembro.

a) Refuerzo transversal. Cuando según 9.6.1 se requiera refuerzo por torsión, el área de estribos cerrados se calculará con la expresión

$$A_{sv} = \frac{s\,(T - T_c)}{0.9\,\Omega\, x_1\, y_1\, f_{sv}} \qquad (9.8)$$

donde

A_{sv} área transversal de una sola rama de estribo

x_1, y_1 lados menor y mayor de un estribo medidos centro a centro

s separación de los estribos

f_{sv} esfuerzo admisible en los estribos, que se tomará igual a la mitad del esfuerzo de fluencia; el esfuerzo de fluencia de este refuerzo no será mayor de 4200 kg/cm^2

$\Omega = 0.67 + 0.33\, y_1/x_1 \leq 1.5$

En miembros circulares x y y se tomarán igual a ocho décimos del diámetro del estribo circular medido centro a centro.

El área de estribos (por torsión y fuerza cortante) no será menor que la calculada con la ec (9.8) suponiendo $T = 4\,T_c$; además, la separación, s, no será mayor que el ancho de los estribos ni que la mitad de su altura ni mayor de 30 cm.

b) Refuerzo longitudinal. El área de barras longitudinales, A_{st}, para torsión, no será menor que la indicada en a), ni que la calculada con la expresión

$$A_{st} = \frac{2A_{sv}}{s} (x_1 + y_1) \quad \frac{f_{sv}}{f_s} \qquad (9.9)$$

donde f_s es el esfuerzo admisible del acero longitudinal, que se tomará igual a la mitad del esfuerzo de fluencia.

El área de refuerzo longitudinal no será menor que la obtenida con la ec (9.9) usando el A_{sv} calculada con $T = 4\ T_c$; además, la separación entre barras longitudinales no excederá de 50 cm y su diámetro no debe ser menor que el de los estribos.

El refuerzo longitudinal debe distribuirse en el perímetro de la sección transversal y debe colocarse cuando menos una barra en cada esquina.

d) Refuerzo helicoidal. La combinación de refuerzo transversal y longitudinal puede sustituirse por refuerzo continuo helicoidal constituido por tramos a 45° con las aristas del miembro. Su espacimiento, medido sobre el eje de la pieza se obtiene dividiendo entre $\sqrt{2}$ el obtenido con la ec (9.8). Dicho espaciamiento no debe exceder de y_1.

9.6.3 Limitación para T

No se admitirá que el momento torsionante, T, sea mayor que $7T_c\ (1 - V/0.6\ bd\sqrt{f'_c})$, en ninguna sección.

10. CONSTRUCCION

10.1 Cimbra

10.1.1 Disposiciones generales

Toda cimbra se construirá de manera que resista las acciones a que pueda estar sujeta durante la construcción, incluyendo las fuerzas causadas por la compactación y vibrado del concreto. Debe ser lo suficientemente rígida para evitar movimientos y deformaciones excesivos. En su geometría se incluirán las contraflechas prescritas en el proyecto.

Inmediatamente antes del colado deben limpiarse los moldes cuidadosamente. Si es necesario se dejarán registros en la cimbra para facilitar su limpieza. La cimbra de madera o de algún otro material absorbente debe estar húmeda durante un periodo mínimo de dos horas antes del colado. Se recomienda cubrir los moldes con algún lubricante para protegerlos y facilitar el descimbrado.

10.1.2 Descimbrado

Todos los elementos estructurales deben permanecer cimbrados el tiempo necesario para que el concreto alcance la resistencia suficiente para soportar su peso propio y otras cargas que actúen durante la construcción, así como para evitar que las deflexiones sobrepasen los valores fijados en el título IV del Reglamento.

10.2 Acero

El acero de refuerzo y especialmente el de presfuerzo y los ductos de postensado deben protegerse durante su transporte, manejo y almacenamiento.

Inmediatamente antes de su colocación se revisará que el acero no haya sufrido algún daño, en especial después de un largo periodo de almacenamiento. Si se juzga necesario, se realizarán ensayes en el acero dudoso.

Al efectuar el colado el acero debe estar exento de grasas, aceites, pinturas, polvo, tierra, oxidación excesiva y cualquier sustancia que reduzca su adherencia con el concreto.

No deben doblarse barras parcialmente ahogadas en concreto, a menos que se tomen las medidas para evitar que se dañe el concreto vecino.

Todos los dobleces se harán en frío excepto cuando el director de la obra permita calentamiento; pero no se admitirá que la temperatura del acero se eleve a más de la que corresponde a un color rojo café (aproximadamente

530° C) si no está tratado en frío, ni a más de 400° C en caso contrario. No se permitirá que el enfriamiento sea rápido.

Los tendones de presfuerzo que presenten algún doblez concentrado no se deben tratar de enderezar, sino que se rechazarán.

El acero debe sujetarse en su sitio con amarres de alambre, silletas y separadores, de resistencia y en número suficientes para impedir movimientos durante el colado.

Antes de colar debe comprobarse que todo el acero se ha colocado en su sitio de acuerdo con los planos estructurales y que se encuentra correctamente sujeto.

Control en la obra

El acero de refuerzo ordinario se someterá al control siguiente, por lo que se refiere a su esfuerzo de fluencia.

Para cada tipo de barras (laminadas en caliente o torcidas en frío) se procederá como sigue:

De cada lote de 10 ton o fracción, formado por barras de una misma marca, un mismo grado, un mismo diámetro y correspondientes a una misma remesa de cada proveedor, se tomará un espécimen para ensaye de tensión, que no sea de los extremos de barras completas. Si algún espécimen presenta defectos superficiales puede destacarse y sustituirse por otro.

Cada lote definido según el párrafo anterior debe quedar perfectamente identificado y no se utilizará en tanto no se acepte su empleo con base en

resultados de los ensayes. Estos se realizarán de acuerdo con la norma DGN B172. Si el porcentaje de alargamiento de algún espécimen en la prueba de tensión es menor que el especificado en la norma DGN respectiva, y, además, alguna parte de la fractura queda fuera del tercio medio de la longitud calibrada, se permitirá repetir la prueba.

Si el esfuerzo de fluencia de un espécimen resulta mayor o igual que el mínimo especificado para ese grado en la Norma DGN correspondiente, y si, además, cumple con los otros requisitos de la Norma se podrá usar el lote representado por el espécimen. En caso contrario, el lote se rechazará.

En sustitución del control en obra se admitirá la garantía escrita del fabricante de que el acero cumple con la norma correspondiente.

10.3 Concreto

La calidad y proporciones de los materiales componentes del concreto serán tales que se logren la resistencia y durabilidad necesarias.

El revenimiento será el mínimo requerido para que el concreto fluya a través de las barras de refuerzo o para que pueda ser bombeado en su caso, así como para lograr un aspecto satisfactorio. Deberá concordar con el valor especificado en cada caso.

10.3.1 Control

El control se basará en las resistencias a compresión axial de cilindros fabricados, curados y probados de acuerdo con las normas DGN C159, y DGN C83, en un laboratorio aceptado por el Departamento del Distrito Federal. Si el con-

creto se elaboró con cemento tipo I, los ensayes se efectuarán a los 28 días de edad, y si con cemento tipo III o se usaron acelerantes, a los 14 días.

Para cada clase de concreto se tomará como mínimo una muestra por cada día de colado, pero al menos una por cada cuarenta metros cúbicos de concreto. De cada muestra se fabricará y ensayará una pareja de cilindros.

Se admitirá que las características de resistencia del concreto correspondiente a un día de colado cumplen con la resistencia especificada, f'_c, si ninguna pareja de cilindros (definida en el párrafo anterior) da una resistencia media inferior a $f'_c - 50$ kg/cm^2, y, además, cuando el número de muestras es 3 o más, si los promedios de resistencia de todos los conjuntos de tres parejas consecutivas de ese día no son menores que $f'_c - 17$ kg/cm^2.

Se verificará el peso volumétrico del concreto en muestras representativas.

Los materiales de un concreto deben proporcionarse para una resistencia media, $\bar{f}_c$, mayor que la especificada f'_c. La resistencia media necesaria para lograr un cierto valor de f'_c se tomará como el mayor de los valores suministrados por las expresiones siguientes:

$$\bar{f}_c = f'_c + 0.85\ \sigma_c \qquad (10.1)$$

$$\bar{f}_c = f'_c + 2.33\ \sigma_c - 50 \text{ (en kg/cm}^2\text{)} \qquad (10.2)$$

En estas expresiones, σ_c es la desviación estándar de la resistencia a compresión del concreto. Su valor se determinará a partir de antecedentes basa-

dos en los ensayos de no menos de 30 parejas de cilindros que representen un concreto cuya resistencia especificada no difiera en más de 70 kg/cm^2 de la especificada para el trabajo propuesto, y fabricado con materiales, procedimientos y control similares a los del trabajo en cuestión. Si no se cuenta con tales antecedentes, la desviación estándar puede tomarse de la tabla 10.1

TABLA 10.1 DESVIACION ESTANDAR DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO, EN KG/CM^2

Procedimiento de fabricación	$f'_c \leq 200$ kg/cm^2	$200 < f'_c \leq 300$ kg/cm^2
Mezclado mecánico, proporcionamiento por peso, corrección por humedad y absorción de los agregados. Agregados de una misma fuente y de calidad controlada.	30	35
Mezclado mecánico, proporcionamiento por peso	35	45
Mezclado mecánico, proporcionamiento por volumen; volúmenes cuidadosamente controlados	60	70

Cuando las resistencias medias de algunas parejas de cilindros resulten menores que $f'_c - 50$kg/cm^2, se permitirá extraer y ensayar corazones, de acuerdo con la norma DGN C169, del material en la zona representada por los cilindros que no cumplieron. Se probarán tres corazones por cada pareja de cilindros cuya resistencia media resulte menor que $f'_c - 50$ kg/cm^2. La humedad de los corazones al probarse debe ser representativa de la que tenga la estructura en condiciones de servicio.

El concreto representado por los corazones se considerará adecuado si el promedio de las resistencias de los tres corazones es mayor o

igual que $0.8 f'_c$ y si la resistencia de ningún corazón es menor que $0.7 f'_c$. Para comprobar que los especímenes se extrajeron y ensayaron correctamente se permite probar nuevos corazones de las zonas representadas por aquellos que hayan dado resistencias erráticas. Si los corazones ensayados no cumplen con el criterio de aceptación que se ha descrito, el Departamento del Distrito Federal puede ordenar la realización de pruebas de carga, o tomar otras medidas que juzgue adecuadas.

10.3.2 Transporte

Los métodos que se empleen para transportar el concreto serán tales que eviten la segregación o pérdida de sus ingredientes.

10.3.3 Colocación y compactación

Antes de efectuar un colado deben limpiarse los elementos de transporte y el lugar donde se va a depositar el concreto.

Los procedimientos de colocación y compactación serán tales que aseguren una densidad uniforme del concreto y eviten la formación de huecos.

El concreto se vaciará en la zona del molde donde vaya a quedar en definitiva y se compactará con picado, vibrado o apisonado.

No se permitirá trasladar el concreto mediante el vibrado.

10.3.4 Temperatura

Cuando la temperatura ambiente durante el colado o poco después sea inferior a cinco grados centígrados se tomarán las precauciones especiales tendientes a contrarrestar el descenso en resistencia y el retardo en endurecimiento y

se verificará que estas características no hayan sido desfavorablemente afectadas.

10.3.5 Morteros aplicados neumáticamente

El mortero aplicado neumáticamente satisfará los requisitos de compacidad, resistencia y demás propiedades que especifique el proyecto. Se aplicará perpendicularmente a la superficie en cuestión, la cual deberá estar limpia y húmeda.

10.3.6 Curado

El concreto debe mantenerse en un ambiente húmedo por lo menos durante siete días en el caso de cemento normal y tres días si se empleó cemento de resistencia rápida. Estos lapsos se aumentarán adecuadamente si la temperatura desciende a menos de cinco grados centígrados; en este caso también se observará lo dispuesto en 10.3.4.

Para acelerar la adquisición de resistencia y reducir el tiempo de curado, puede usarse el curado con vapor a alta presión, vapor a presión atmósferica, calor y humedad, o algún otro proceso que sea aceptado. El proceso de curado que se aplique debe producir concreto cuya durabilidad sea por lo menos equivalente a la obtenida con curado en ambiente húmedo prescrito en el párrafo anterior.

10.3.7 Juntas de colado

Las juntas de colado se ejecutarán en los lugares y con la forma que indiquen los planos estructurales. Antes de iniciar un colado las superficies de contacto se limpiarán y saturarán con agua. Se tomará especial cuidado en todas las juntas de columnas en lo que respecta a su limpieza y a la remoción de material suelto o poco compacto.

10.4 Requisitos complementarios para concreto presforzado

10.4.1 Ductos para postensado

Los ductos para tendones deben ser impermeables al mortero y no deben reaccionar químicamente con el concreto, los tendones o el material de relleno.

Para facilitar la inyección de lechada, el diámetro interior de los ductos debe ser cuando menos 0.5 cm mayor que el diámetro del tendón de postensado, o bien su área interior debe ser cuando menos el doble del área bruta del acero de presfuerzo.

10.4.2 Lechada para tendones adheridos

La lechada para inyección debe ser de cemento portland y agua, o de cemento portland, arena y agua. Para mejorar la manejabilidad y reducir el sangrado y la contracción, pueden usarse aditivos que no sean dañinos al acero ni al concreto. No debe utilizarse cloruro de calcio.

El contenido de agua será el mínimo necesario para que la lechada pueda colocarse adecuadamente, pero no será mayor de 0.50 con relación al cemento, en peso.

10.4.3 Tendones de presfuerzo

Las operaciones con soplete y las de soldadura en la proximidad del acero de presfuerzo deben realizarse de modo que dicho acero no quede sujeto a temperaturas excesivas, chispas de soldadura, o corrientes eléctricas a tierra.

10.4.4 Aplicación y medición de la fuerza de presfuerzo

La fuerza de presfuerzo se determinará con un dinamómetro o midien-

do la presión en el aceite del gato con un manómetro y, además, midiendo el alargamiento del tendón. Debe determinarse y corregirse la causa de cualquier discrepancia significativa entre la fuerza determinada a partir del alargamiento del tendón y la obtenida con el otro procedimiento. Para determinar a qué alargamiento corresponde una cierta fuerza de presfuerzo, se usarán las curvas medias fuerza-alargamiento del acero empleado.

Cuando la fuerza de pretensado se transfiera al concreto cortando los tendones, la localización de los cortes y el orden en que se efectúen debe definirse de antemano con el criterio de evitar esfuerzos temporales indeseables. Los tramos largos de tendones expuestos se cortarán cerca del elemento presforzado para reducir al mínimo el impacto sobre el concreto.

10.5 Requisitos complementarios para estructuras prefabricadas

Los medios de sujeción o rigidización temporales, el equipo de izado, los apoyos provisionales, etc, deben diseñarse para las fuerzas que puedan presentarse durante el montaje, incluyendo los efectos de sismo o viento, así como las deformaciones que se prevea ocurrirán durante estas operaciones.

Debe verificarse que los dispositivos y procedimientos constructivos empleados garanticen que los miembros prefabricados se mantengan correctamente en su posición, mientras adquieren resistencia las conexiones coladas en el lugar.

10.6 Tolerancias

Las tolerancias que a continuación se señalan rigen con respecto a

los planos constructivos del proyecto ajustado como se especifica en el Título V del Reglamento.

1. Las dimensiones de la sección transversal de un miembro no excederán de las de proyecto en más de 1 cm + 0.05 t, siendo t la dimensión en la dirección en que se considera la tolerancia, ni serán menores que las de proyecto en más de 0.3 cm + 0.03 t.

2. El espesor de zapatas, losas, muros y cascarones no excederá al de proyecto en más de 0.5 cm + 0.05 h, siendo h el espesor de proyecto, ni será menor que éste en más de 0.3 cm + 0.03 h.

3. En cada planta se trazarán los ejes de acuerdo con el proyecto ajustado, con tolerancia de un centímetro. Toda columna quedará desplantada de tal manera que su eje no diste, del que se ha trazado, más de un centímetro más dos por ciento de la dimensión transversal de la columna paralela a la desviación. Además, no deberá excederse esta cantidad en la desviación del eje de la columna, con respecto al de la columna inmediata inferior.

4. La tolerancia en desplome de una columna será de un centímetro más dos por ciento de la dimensión de la sección transversal de la columna paralela a la desviación.

5. El eje centroidal de una columna no deberá distar de la recta que une los centroides de las secciones extremas, más de 0.5 cm más uno por ciento de la dimensión de la columna paralela a la desviación.

6. La posición de los ejes de vigas con respecto a los de las columnas donde apoyan no deberá diferir de la de proyecto en más de un centímetro más dos por ciento de la dimensión de la columna paralela a la desviación, ni más de un centímetro más dos por ciento del ancho de la viga.

7. El eje centroidal de una viga no deberá distar de la recta que une los centroides de las secciones extremas, más de un centímetro más dos por ciento de la dimensión de la viga paralela a la desviación.

8. En ningún punto la distancia medida verticalmente entre losas de pisos consecutivos, diferirá de la de proyecto más de tres centímetros, ni la inclinación de una losa respecto a la de proyecto más de uno por ciento.

9. La desviación angular de una línea de cualquier sección transversal de un miembro respecto a la dirección que dicha línea tendría según el proyecto, no excederá de cuatro por ciento.

10. La localización de dobleces y cortes de barras longitudinales no debe diferir en más de 1 cm + 0.01 L de la señalada en el proyecto, siendo L el claro, excepto en extremos discontinuos de miembros donde la tolerancia será de 1 cm.

11. La posición del refuerzo de losas, zapatas, muros, cascarones, arcos y vigas será tal que no reduzca el peralte efectivo, d, en más de (0.3 cm + 0.03 d) ni reduzca el recubrimiento en más de 0.5 cm. En columnas rige la misma tolerancia pero referida a la mínima dimensión de la sección transversal, en vez de al peralte efectivo. La separación entre barras no diferirá de la de proyecto más de un centímetro más diez por ciento de dicha separación, pero en todo caso respetando el nú-

mero de barras y su diámetro, y de tal manera que permita pasar el agregado grueso.

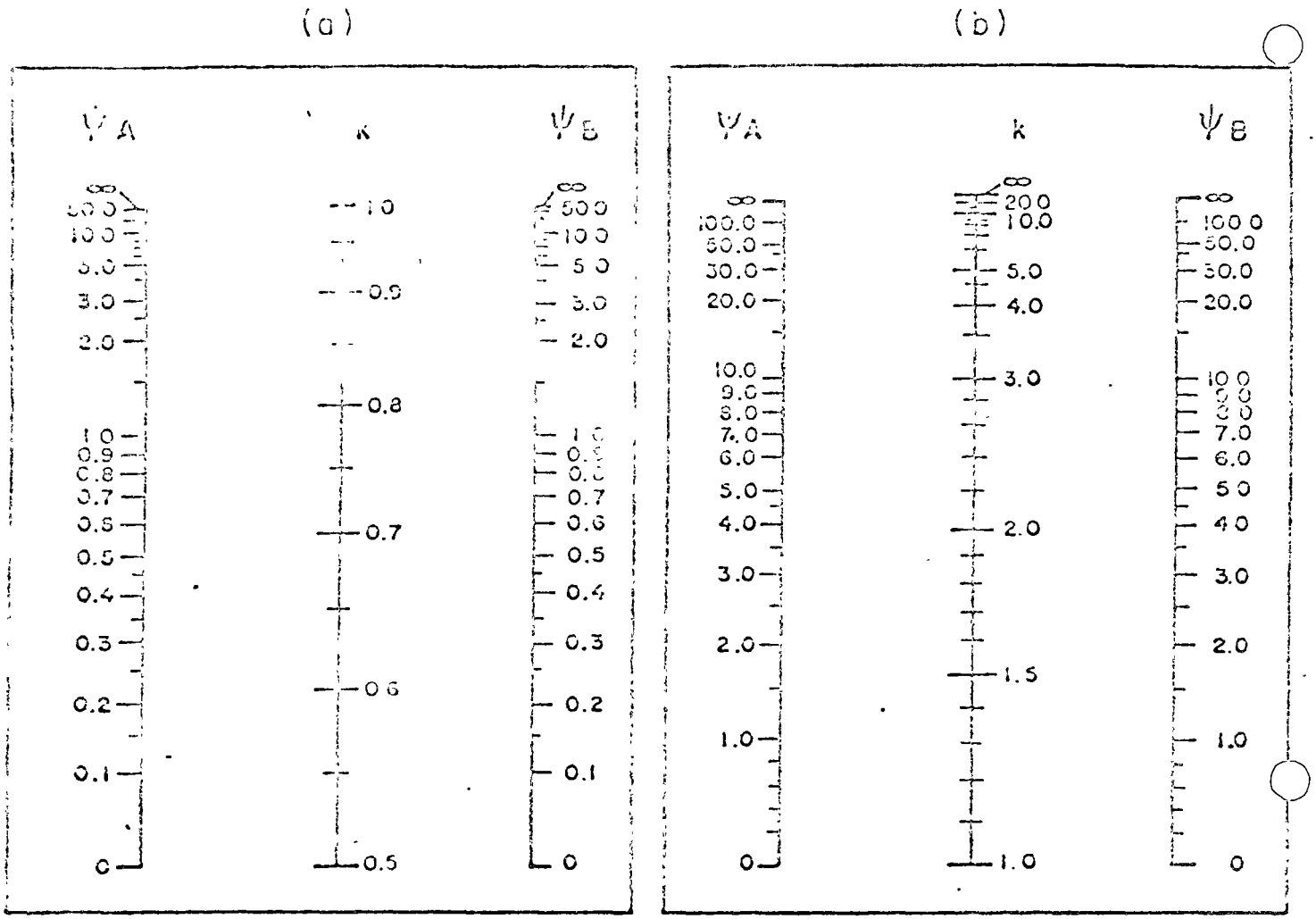
12. Las dimensiones del refuerzo transversal de vigas y columnas, medidas según el eje de dicho refuerzo, no excederán a las de proyecto en más de 1 cm + 0.5 t, siendo t la dimensión en la dirección en que se considera la tolerancia, ni serán menores que las de proyecto en más de 0.3 cm + 0.03 t.

13. La separación del refuerzo transversal de vigas y columnas no diferirá de la de proyecto más de 1 cm más diez por ciento de dicha separación, respetando el número de elementos de refuerzo y su diámetro.

14. Si un miembro estructural no es claramente clasificable como columna o viga se aplicarán las tolerancias relativas a columnas, con las adaptaciones que procedan, si el miembro en cuestión puede verse sometido a compresión axial apreciable, y las correspondientes a trabes en caso contrario. En cascarones rigen las tolerancias relativas a losas, con las adaptaciones que procedan.

Por razones ajenas al comportamiento estructural, tales como aspecto o colocación de acabados puede ser necesario imponer tolerancias más estrictas que las arriba prescritas.

De no satisfacerse cualquiera de las tolerancias especificadas, el director responsable de la obra estudiará las consecuencias que de ahí derivan y tomará las medidas pertinentes para garantizar la estabilidad y correcto funcionamiento de la estructura.

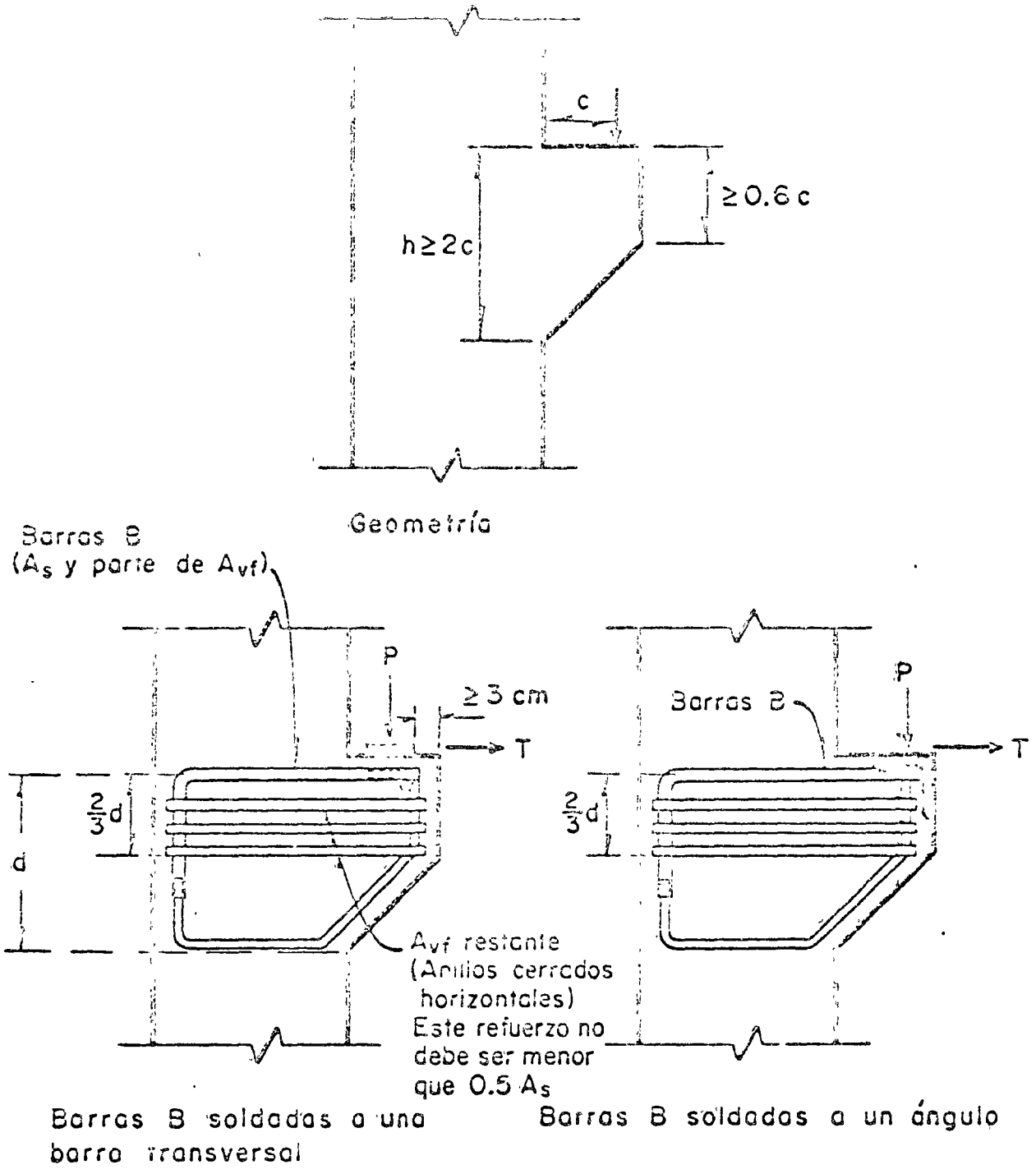


ψ = cociente de $\Sigma(I/L)$ de las columnas, entre $\Sigma(I/L)$ de los miembros de flexión que llegan a un extremo de una columna, en el plano considerado

$H' = kH$

A y B son los extremos de la columna

Fig. 11 Nomogramas para determinar longitudes efectivas, H', de miembros a flexocompresión

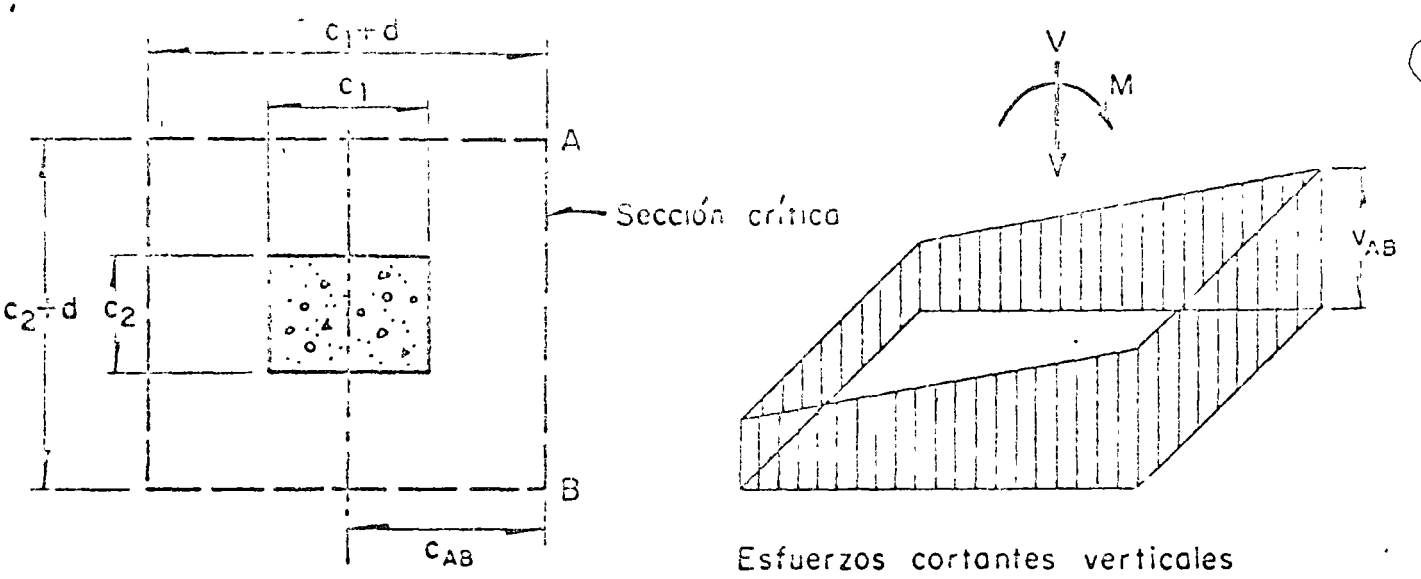


NOTAS: A_s se calcula para resistir la tensión debida a la flexión causada por P, y la tensión directa T

La soldadura del extremo de las barras B puede sustituirse por otro detalle que suministre el anclaje adecuado de dichas barras.

Cuando no se usa un ángulo, la distancia de la esquina de la ménsula al borde de la placa de apoyo o al paño lateral de la viga, si ésta va de punta, no será menor de 3 cm

Fig 2.1 Requisitos de geometría y refuerzo de ménsulas, con relación $c/h \leq 0.5$



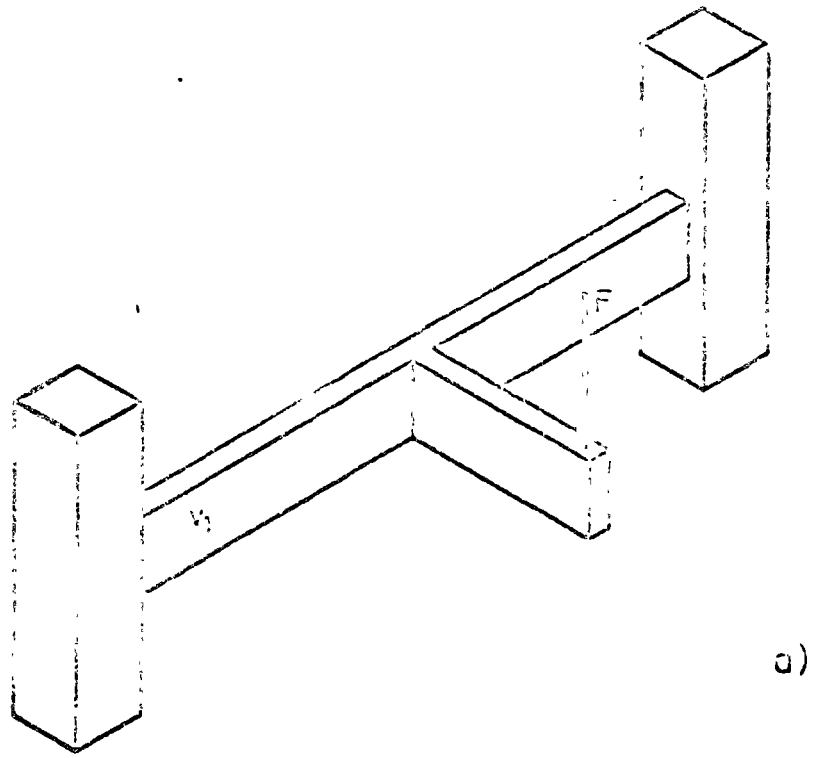
$$v_{AB} = \frac{V}{A_c} + \frac{\alpha M c_{AB}}{J_c}$$

$$A_c = 2d(c_1 + c_2 + 2d)$$

$$J_c = \frac{d(c_1+d)^3}{6} + \frac{(c_1+d)d^3}{6} + \frac{d(c_2+d)(c_1+d)^2}{2}$$

Cálculo del esfuerzo cortante máximo para una columna interior

Fig 2.2 Trasmisión de momento entre columna y losa



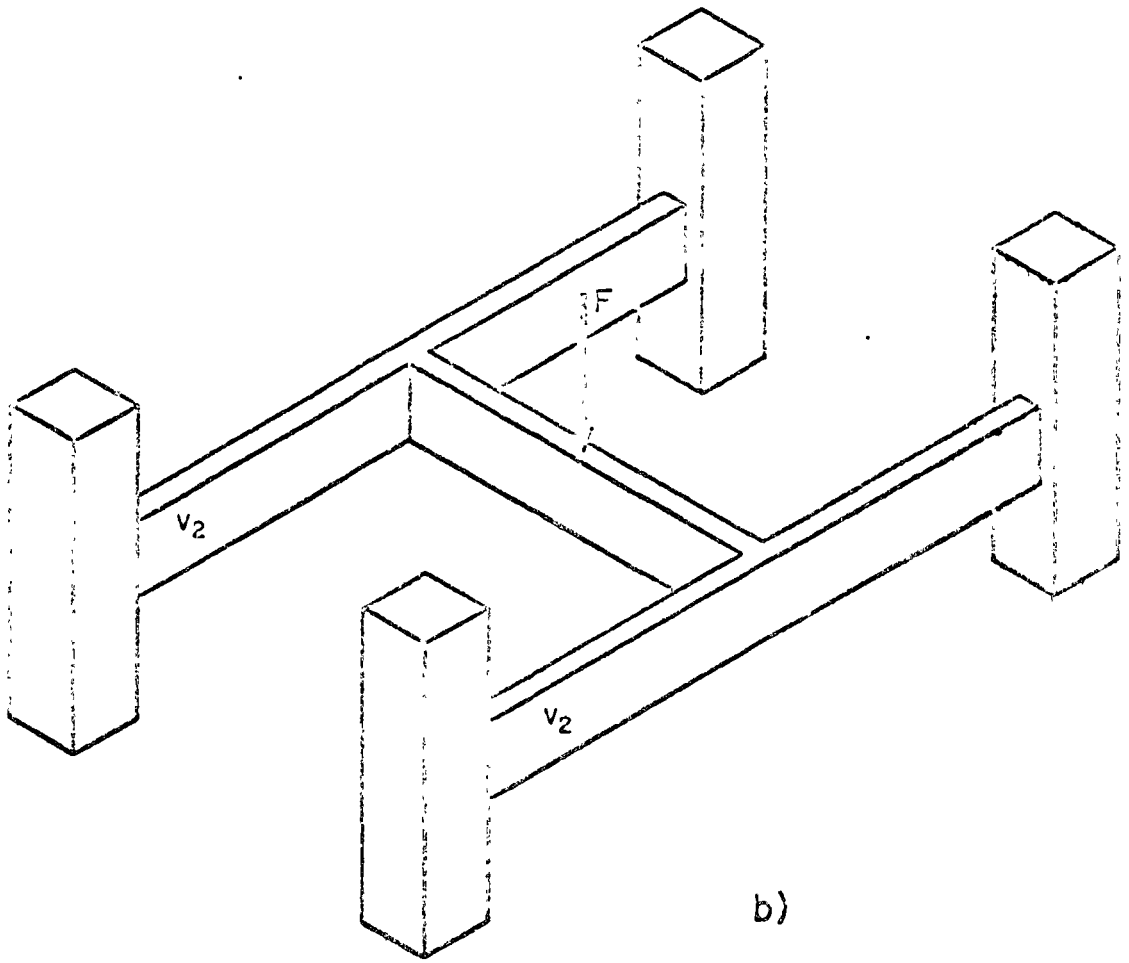


Fig 2.3 . Ejemplos de vigas en las que existe torsión (vigas v_1 y v_2)

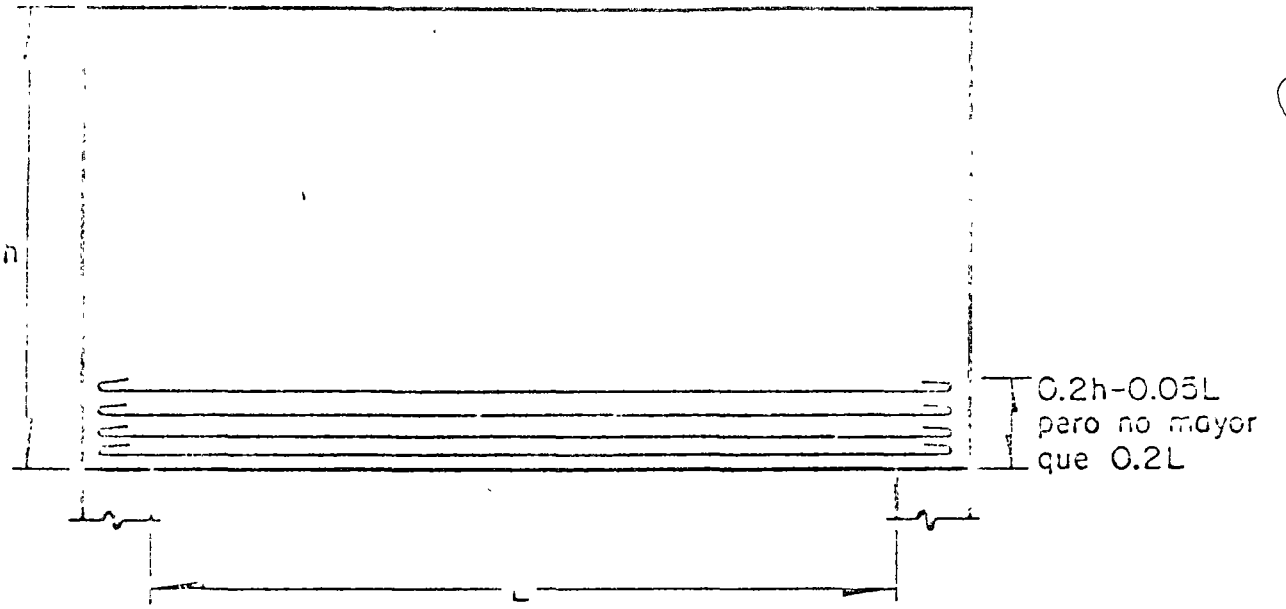


Fig 4.1 Disposición del refuerzo de flexión en una viga diafragma de un claro

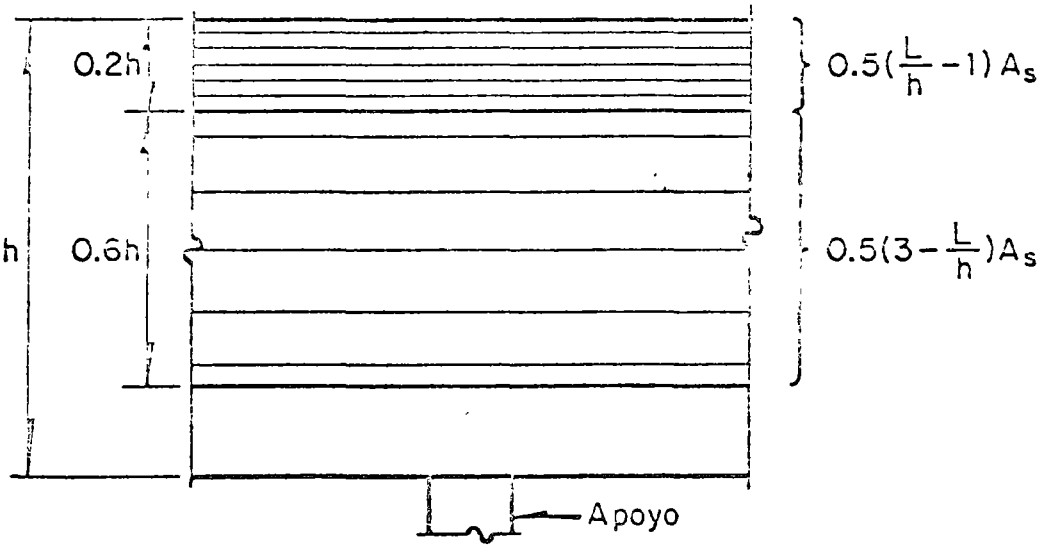


Fig 4.2 Franjas en que se distribuye el refuerzo negativo A_s, en una viga diafragma continua con $L/h \geq 1.0$

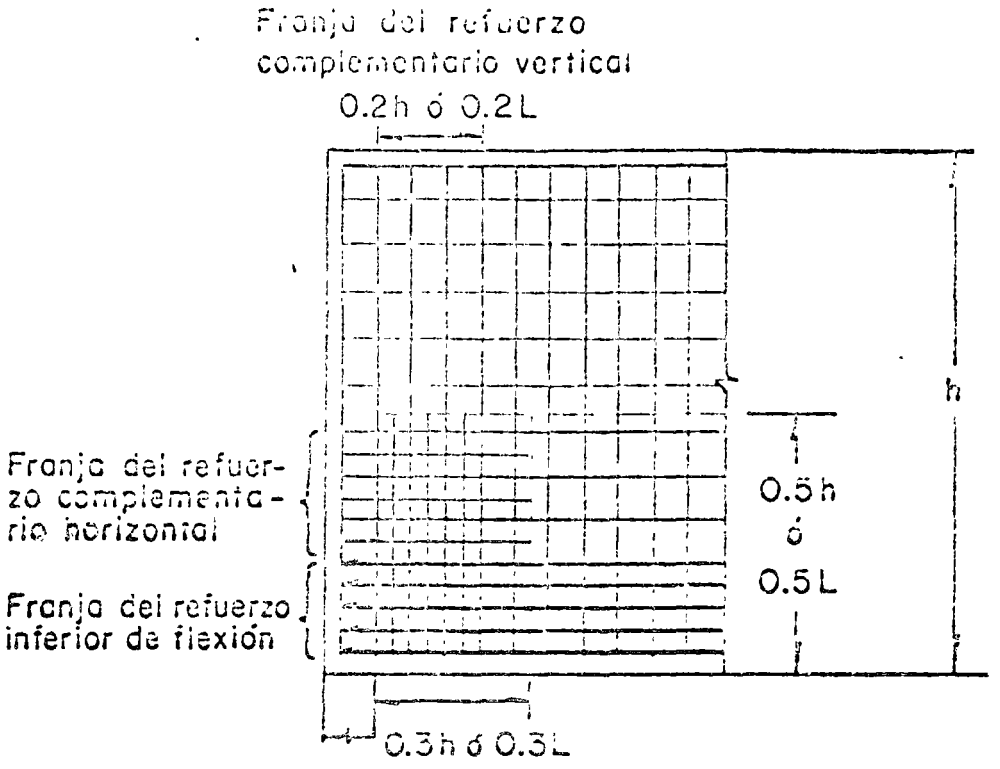


Fig 4.3. Refuerzo complementario en una zona de apoyo directo de una viga diafragma no atiesada

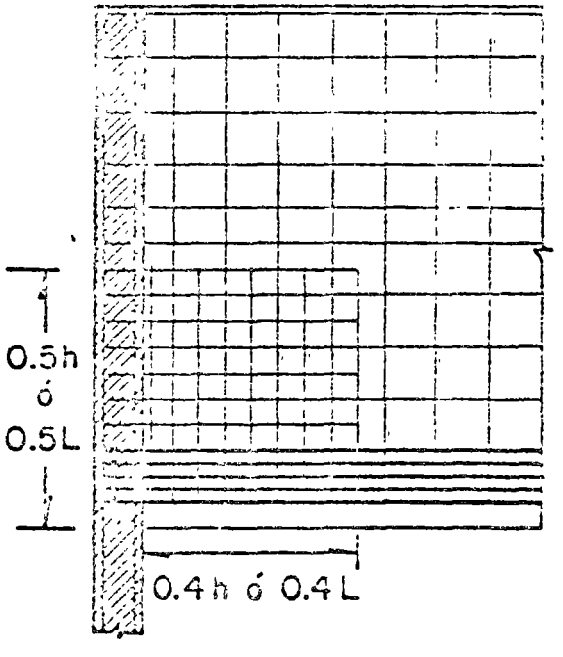


Fig 4.4. Refuerzo en una zona de apoyo indirecto

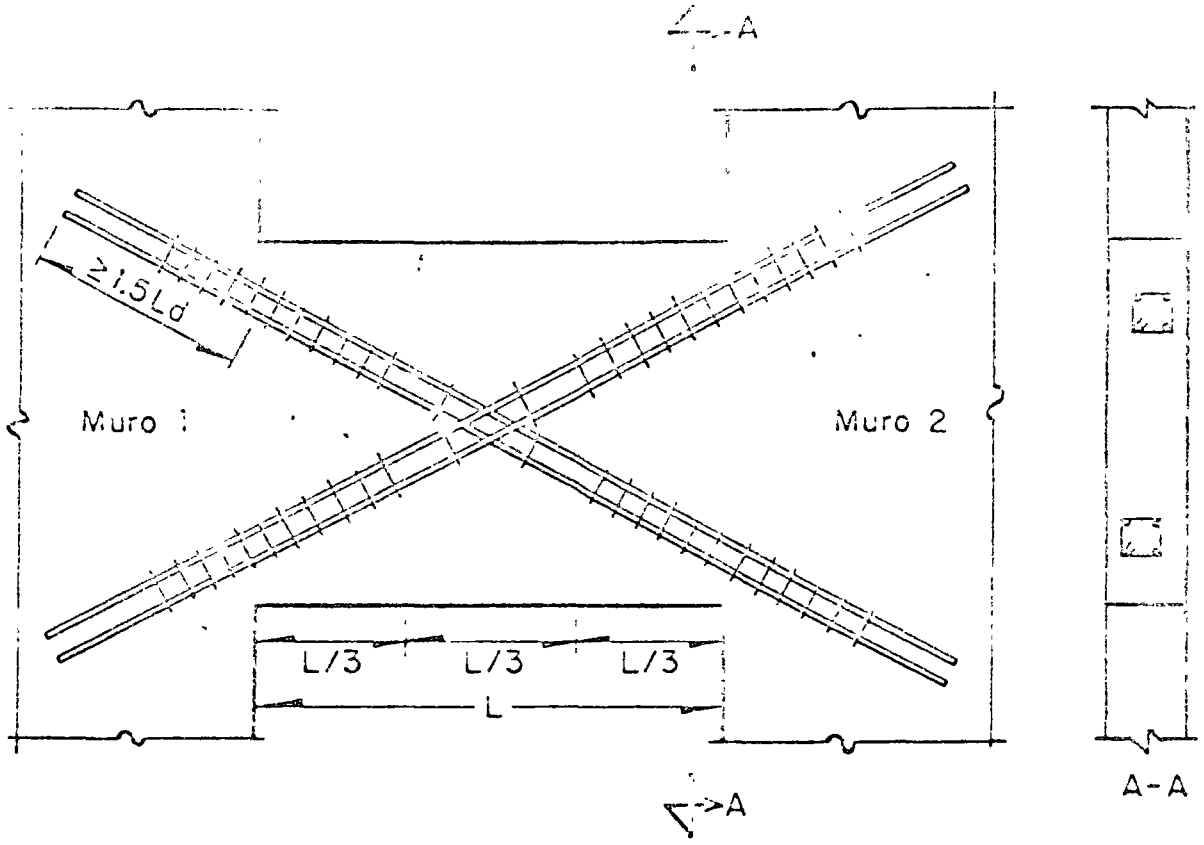


Fig 4.5 Refuerzo principal de una viga diafragma que une muros de cortante

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DEL D.F.

PRESENTACION DEL PROYECTO

ING. FRANCISCO ROBLES FERNANDEZ

SEPTIEMBRE DE 1977.

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DEL D.D.F.

S E M I N A R I O

CONSTANTES:

$f'c = 200$ kg/cm2

$fy = 4000$ kg/cm2

$f^*c = 160$ kg/cm2

$f''c = 136$ kg/cm2

$0.5\sqrt{f^*c} = 6.32$

$fy/f''c = 29.41$

$P\ min = 0.0022$

$Pb = 0.0163$

$0.75\ Pb = 0.0122$

$q\ min = 0.0647$

$q\ b = 0.4791$

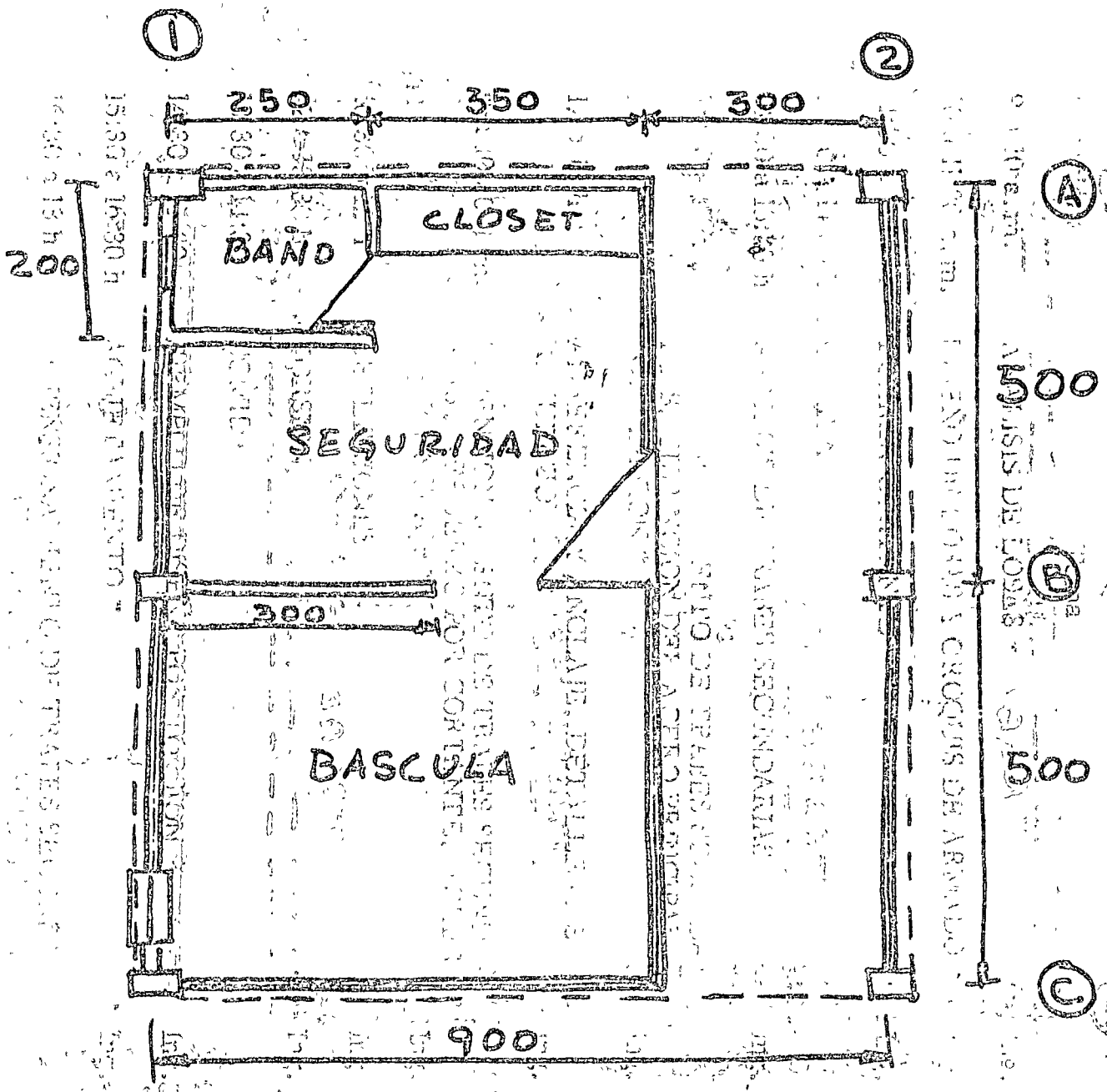
$0.75\ qb = 0.3588$

CARGAS

Impermeabilizante	10	Kg/m²
Enladrillado	40	" "
Relleno	60	" "
Plafon	10	" "
Losa (Estimado)	240	" "
Subtotal	360	Kg/m²
Carga muerta adicional segun articulo 224	40	Kg/m²
TOTAL DE ACCIONES PERMANENTES	400	Kg/m²

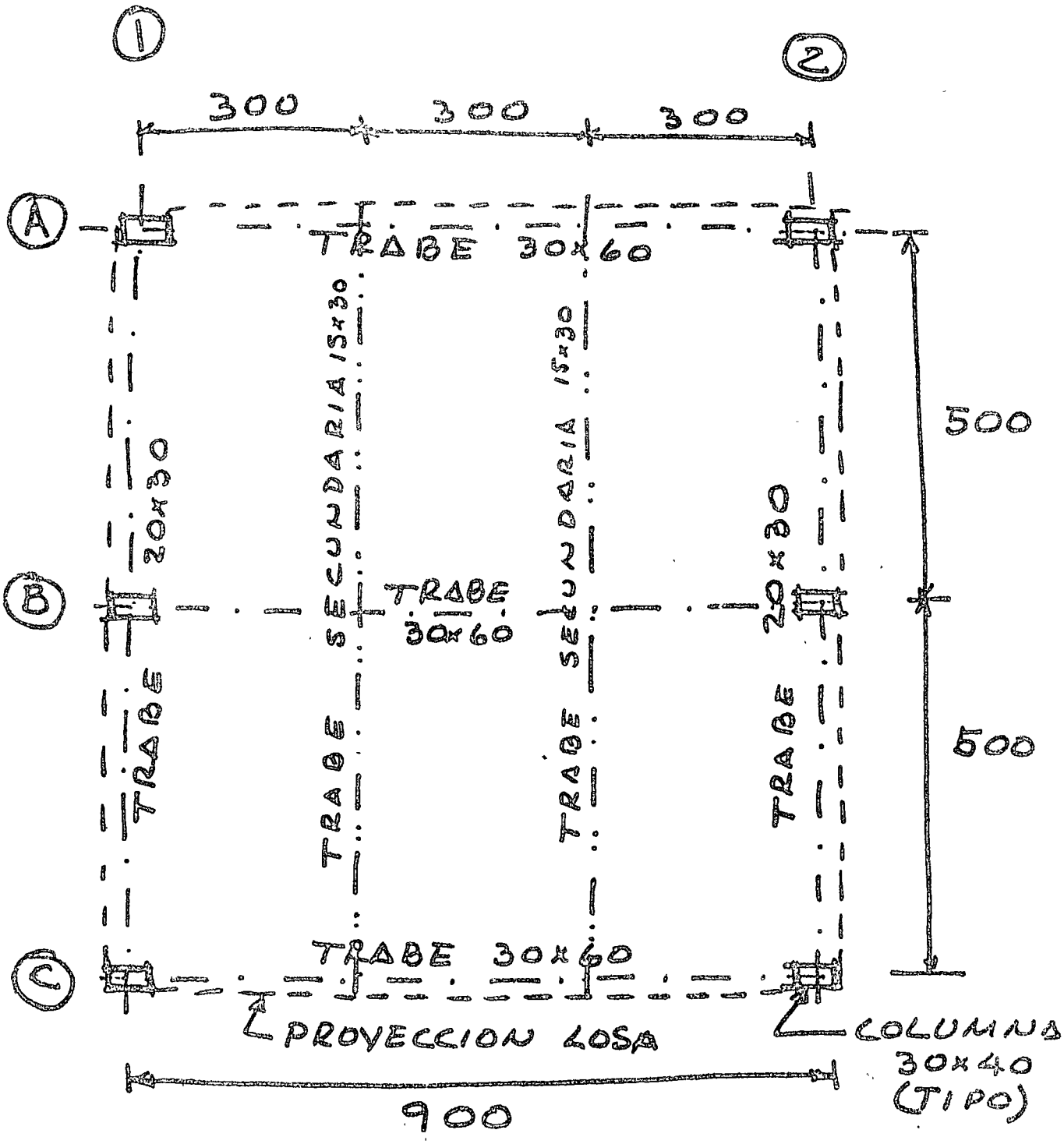
- ACCIONES VARIABLES:

Carga viva para diseño por fuerzas gravitacionales	100	Kg/m²
Carga viva para diseno por fuerzas sismicas	70	Kg/m²

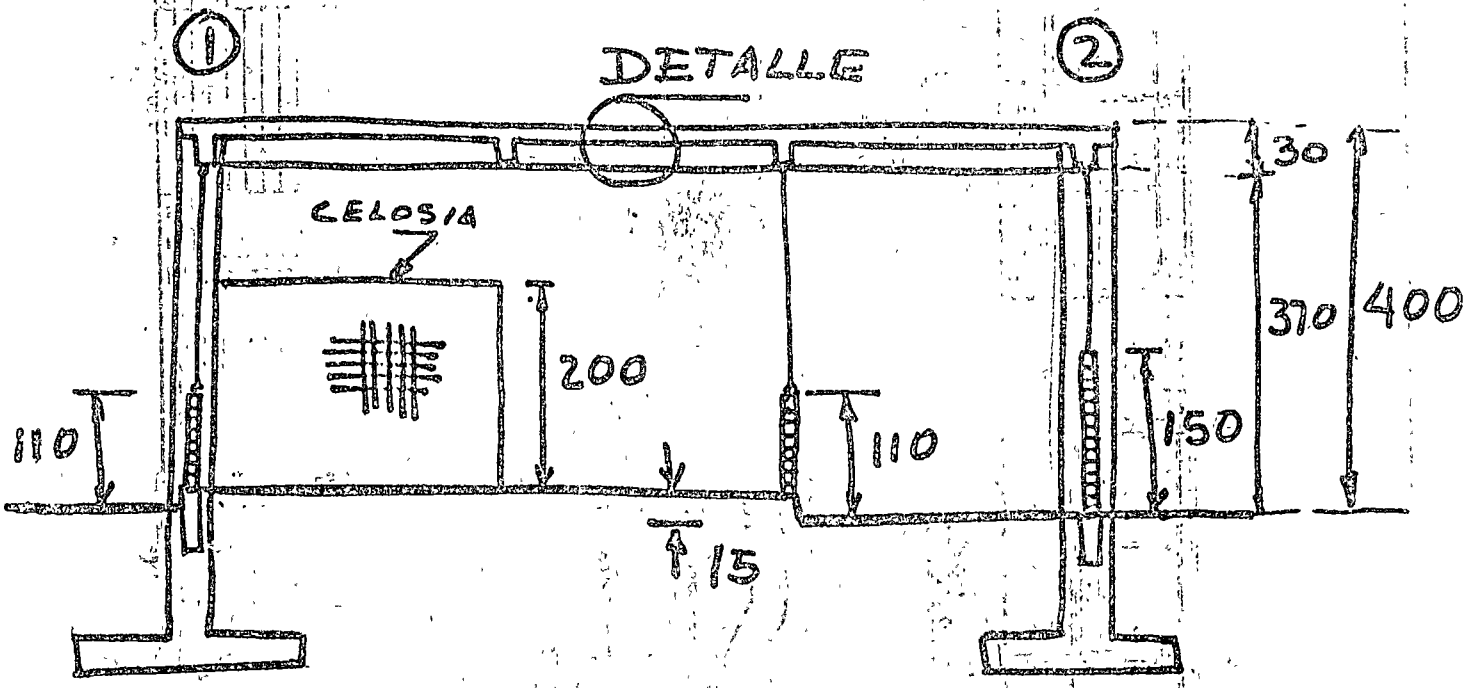


PLANTA

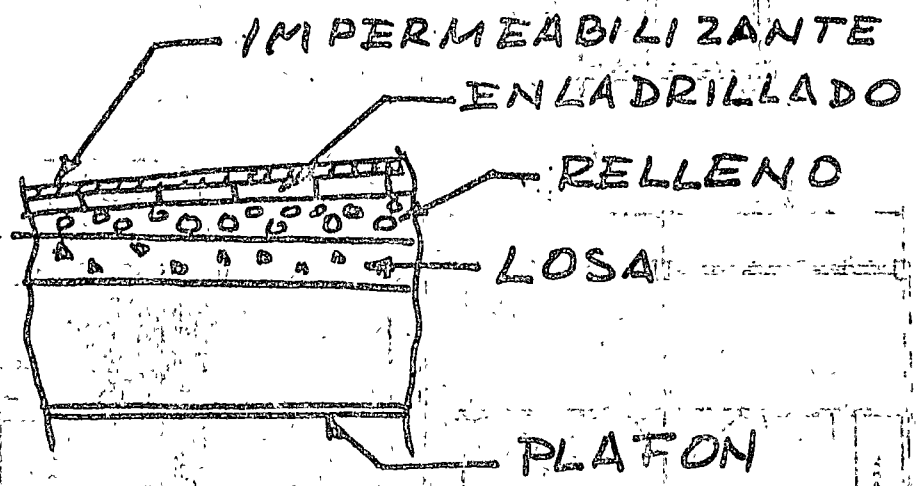
CASETA DE VIGILANCIA



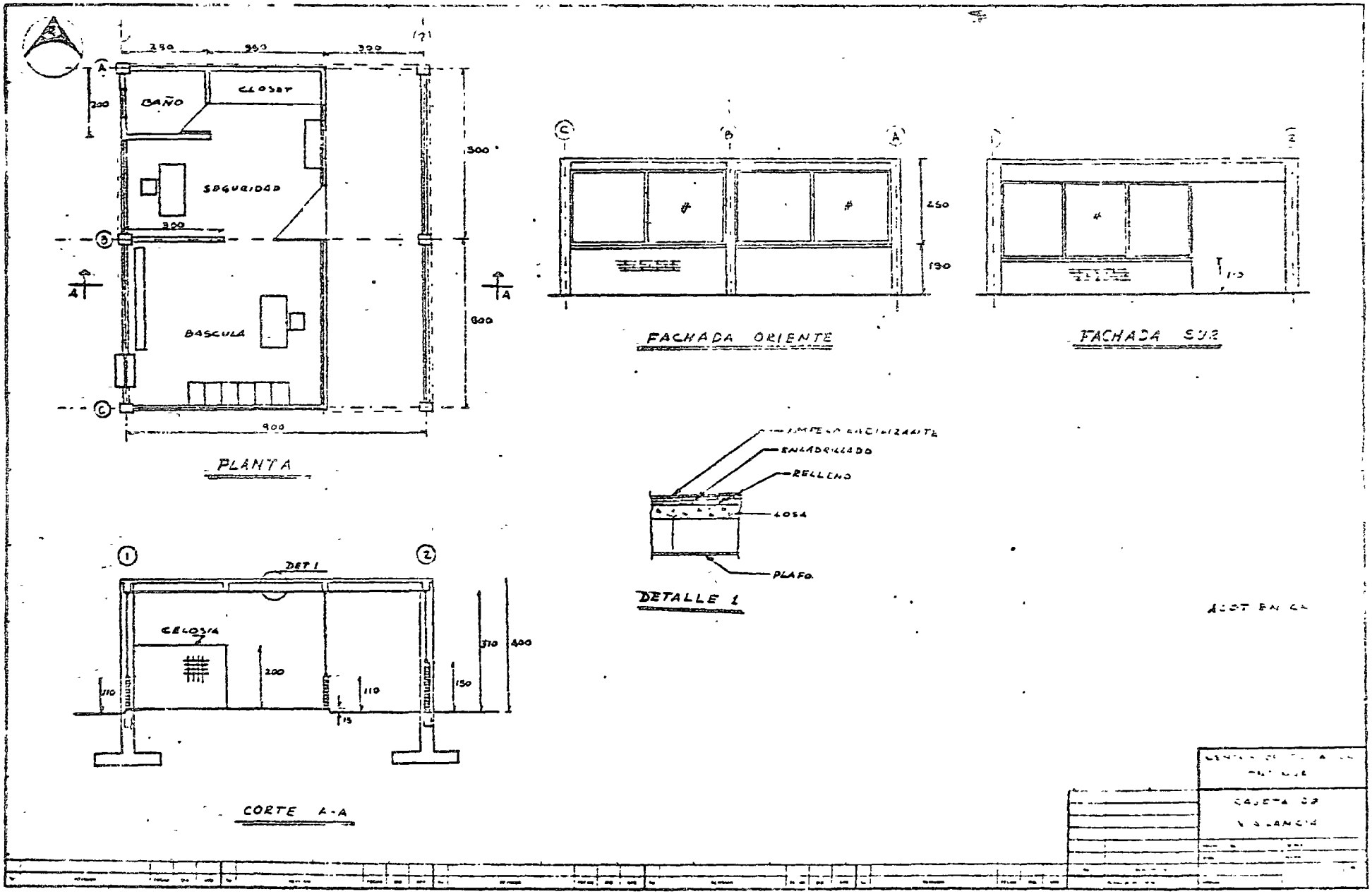
ESTRUCTURACION
PROPUESTA
PLANTA



CORTE



DETALLE


BAÑO
CLOSET
SEGURIDAD
BASCULA
PLANTA
FACHADA ORIENTE
FACHADA SUR
ENLADRILLADO
RELLENO
LOSA
PLAFO.
DETALLE 1
DET 1
CELOSIA
CORTE A-A

Gaceta Oficial

del Departamento del Distrito Federal

TERCERA EPOCA | 1o. de Marzo de 1977 | Núm. 115

Indice

DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal

Al margen un sello con el Escudo Nacional, que dice: Estados Unidos Mexicanos.—Presidencia de la República

LUIS ECHEVERRIA ALVAREZ, Presidente Constitucional de los Estados Unidos Mexicanos, en uso de las facultades que me confiere la fracción I del artículo 89 de la Constitución General de la República y con fundamento en los artículos 73, fracción VI, Base Primera, de la propia Constitución, 1o y 36 de la Ley Orgánica del Departamento del Distrito Federal y 1o., 2o., 5o., 6o., 7o., 15, fracción I, inciso i), 36 y demás relativos de la Ley del Desarrollo Urbano del Distrito Federal y 19 de la Ley de Secretarías y Departamentos de Estado he tenido a bien expedir el siguiente:

REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL

Disposiciones Generales

ARTICULO 1.—ALCANCE. Las obras de construcción, instalación, modificación, ampliación, reparación y demolición, así como el uso de los inmuebles, y los usos, destinos y reservas de los predios del territorio en el Distrito Federal, se sujetarán a las disposiciones de la Ley del Desarrollo Urbano en el Distrito Federal y de este Reglamento.

De conformidad con el artículo 2 de la Ley del Desarrollo Urbano, se declara de utilidad pública e interés

(Pasa a la Pág. 4)

(Viene de la Pág. 1)

social el cumplimiento y observancia de las disposiciones de este Reglamento, de sus Normas Técnicas Complementarias y de las demás disposiciones legales y reglamentarias aplicables en materia de planificación, seguridad, estabilidad e higiene, así como las limitaciones y modalidades que se impongan al uso de los terrenos o de las edificaciones de propiedad pública o privada.

Para los fines de este Reglamento, se designará a la Ley del Desarrollo Urbano del Distrito Federal como "La Ley", a la Ley Orgánica del Departamento del Distrito Federal, como "La Ley Orgánica", al "Plan Director para el Desarrollo Urbano" como "El Plan Director"; al Departamento del Distrito Federal, como "El Departamento"; y al Reglamento de Construcciones, como "El Reglamento".

ARTICULO 2.—FACULTADES De conformidad a lo dispuesto por la Ley y por la Ley Orgánica, la aplicación y vigilancia del cumplimiento de las disposiciones de este Reglamento corresponderá al Departamento, para lo cual tendrá las siguientes facultades:

I.—Fijar los requisitos técnicos a que deberán sujetarse las construcciones e instalaciones en predios y vías públicas, a fin de que satisfagan las condiciones de seguridad, higiene, comodidad y estética;

II.—Establecer de acuerdo con las disposiciones legales aplicables, los fines para los que se pueda autorizar el uso de los terrenos y determinar el tipo de construcciones que se puedan levantar en ellos, en los términos de los artículos 14o. y 15o., y demás relativos de la Ley;

III.—Otorgar o negar licencia y permisos para la ejecución de las obras a que se refiere el artículo 1o. de este Reglamento;

IV.—Llevar un registro clasificado de Directores Responsables de Obra.

V.—Realizar inspecciones a las obras en proceso de ejecución o terminadas;

VI.—Practicar inspecciones para verificar el uso que se haga de un predio, estructura, instalación, edificio o construcción.

VII.—Acordar las medidas que fueren procedentes en relación con los edificios peligrosos, malsanos o que causen molestias;

VIII.—Autorizar o negar, de acuerdo con este Reglamento, la ocupación o el uso de una estructura, instalación, edificio o construcción.

IX.—Realizar, a través del Plan Director al que se refiere la Ley, los estudios para establecer o modificar las limitaciones respecto a los usos, destinos y reservas de construcción, tierras, aguas y bosques y determinar las densidades de población permisibles;

X.—Ejecutar las obras que hubiere ordenado realizar y que los propietarios, en rebeldía no las hallan llevado a cabo;

XI.—Ordenar la suspensión temporal o la clausura de obras en ejecución o terminadas y la desocupación en los casos previstos por la Ley y este Reglamento.

XII.—Ordenar y ejecutar demoliciones de edificaciones en los casos previstos por este Reglamento;

XIII.—Imponer las sanciones correspondientes por violaciones a este Reglamento;

XIV.—Expedir y modificar, cuando lo considere necesario, las Normas Técnicas Complementarias, los acuerdos, instructivos, circulares y demás disposiciones administrativas que procedan para el debido cumplimiento del presente Reglamento.

XV.—Utilizar la fuerza pública cuando fuere necesario para hacer cumplir sus determinaciones; y.

XVI.—Las demás que le confieran este Reglamento y las disposiciones legales aplicables

ARTICULO 3.—COMISION DE ESTUDIOS SOBRE REFORMAS AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES El Departamento, para el estudio y propuesta de reformas al presente Reglamento, podrá integrar una Comisión que designará el Jefe del Departamento del Distrito Federal

La Comisión podrá ampliarse con representantes de asociaciones profesionales u otros organismos e instituciones que a su juicio sean convenientes. En este caso el Departamento contará con igual número de representantes.

Todos los miembros de la Comisión deberán satisfacer los requisitos del artículo 4o. pero en ambos casos, uno de los representantes del Departamento deberá ser abogado. El Jefe de Departamento del Distrito Federal determinará entre los designados por la Dependencia al que presidirá la Comisión.

TITULO PRIMERO

Vías públicas y otros bienes de uso común

CAPITULO I

Generalidades

ARTICULO 4.—VIA PUBLICA Vía Pública es todo espacio de uso común que por disposición de la autoridad administrativa se encuentre destinado al libre tránsito de conformidad con las leyes y reglamentos de la materia, fin. Es característica propia de la vía pública el servir para la aereación, iluminación y asoleamiento de los edificios así como todo inmueble que de hecho se utilice para esos que la limiten, o para dar acceso a los predios colindantes, o para alojar cualquier instalación de una obra pública o de un servicio público

Este espacio está limitado por la superficie engendrada por la generatriz vertical que sigue el alineamiento oficial o el lindero de dicha vía pública.

ARTICULO 5.—PRESUNCION DE VIA PUBLICA. Todo inmueble consignado como vía pública en algún plano o registro oficial existente en cualquiera de las dependencias

del Departamento, en el Archivo General de la Nación o en otro archivo, museo, biblioteca o dependencia oficial, se presumirá, salvo prueba en contrario, que es vía pública y pertenece al propio Departamento. Esta disposición será aplicable a todos los demás bienes de uso común o destinados a un servicio público comprendido en los artículos 81, 82 y 83 de la Ley Orgánica.

ARTICULO 6.—VIAS PUBLICAS PROCEDENTES DE FRACCIONAMIENTOS. Los inmuebles que en el plano oficial de un fraccionamiento aprobado por el Departamento aparezcan destinados a vías públicas, al uso común o a algún servicio público se considerarán, por ese solo hecho, como bienes del dominio público del propio Departamento para cuyo efecto, la dependencia correspondiente remitirá copias del plano aprobado al Registro del Plan Director, al Registro Público de la Propiedad y a la Tesorería del Distrito Federal para que hagan los registros y las cancelaciones respectivas.

ARTICULO 7.—REGIMEN DE LAS VIAS PUBLICAS. Las vías públicas y los demás bienes de uso común o destinados a un servicio público, son bienes de dominio público del Departamento, regidos por las disposiciones contenidas en la Ley y en el capítulo VIII de la Ley Orgánica.

ARTICULO 8.—IMPROCEDENCIA DE LA EXPEDICION DE DOCUMENTOS EN VIAS PUBLICAS DE HECHO. El Departamento no estará obligado a expedir constancia de alineamiento y uso del suelo, número oficial, licencia de construcción u orden o autorización para instalación de servicios públicos para predios con frente a vías públicas de hecho o a aquellas que se presuman como tales, si éstas no se ajustan a la planificación oficial y cumplen con lo que establece el artículo 4 de este Reglamento.

CAPITULO II

Uso de la vía pública

ARTICULO 9.—AUTORIZACION PARA LA EJECUCION DE OBRAS EN LA VIA PUBLICA. Se requiere autorización expresa del Departamento para:

I.—Realizar obras, modificaciones o reparaciones en la vía pública,

II.—Ocupar la vía pública con instalaciones de servicio público o con construcciones provisionales;

III.—Romper el pavimento o hacer cortes en las aceras y guarniciones de la vía pública para la ejecución de obras públicas o privadas; y,

IV.—Construir instalaciones subterráneas.

El Departamento, al otorgar autorización para las obras anteriores, señalará en cada caso las condiciones bajo las cuales se conceda.

Los solicitantes estarán obligados a efectuar las reparaciones correspondientes para restaurar o mejorar el estado original, o al pago de su importe cuando el Departamento las realice.

ARTICULO 10.—PROHIBICION DE USO DE LA VIA PUBLICA. No se autorizará a los particulares el uso de las vías públicas en los siguientes casos:

I.—Para aumentar el área de un predio o de una construcción;

II.—Para obras, actividades o fines que ocasionen molestias al vecindario, tales como la producción de polvos, humos, malos olores, gases, ruidos y luces intensas,

III.—Para conducir líquidos por su superficie,

IV.—Para depósito de basuras y otros desechos, y,

V.—Para aquellos otros fines que el Departamento considere contrarios al interés público.

ARTICULO 11.—PERMISOS O CONCESIONES PARA LA OCUPACION, USO O APROVECHAMIENTO DE LA VIA PUBLICA. Los permisos o concesiones que el Departamento otorgue para la ocupación, uso o aprovechamiento de las vías públicas o cualesquiera otros bienes de uso común o destinados a un servicio público, no crean ningún derecho real o posesorio.

Tales permisos o concesiones serán siempre revocables y temporales y en ningún caso podrán otorgarse con perjuicio del libre, seguro y expedito tránsito del acceso a los predios colindantes, de los servicios públicos instalados, o en general, de cualesquiera de los fines a que estén destinadas las vías públicas y los bienes mencionados.

ARTICULO 12.—OBRAS O INSTALACIONES EN LA VIA PUBLICA. Toda persona que ocupe con obras o instalaciones la vía pública, estará obligada a retirarlas o a cambiarlas de lugar por su exclusiva cuenta cuando el Departamento lo requiera, así como a mantener las señales necesarias para evitar cualquier clase de accidente.

En los permisos que el propio Departamento expida para la ocupación o uso de la vía pública, se indicará el plazo para retirar o trasladar las obras o las instalaciones a que se ha hecho referencia.

Todo permiso que se expida para la ocupación o uso de la vía pública, se entenderá condicionado a la observancia del presente Título, aunque no se exprese.

ARTICULO 13.—OBRAS DE EMERGENCIA EN LA VIA PUBLICA. En casos de fuerza mayor, las empresas de servicios públicos podrán ejecutar de inmediato las obras de emergencia que se requieran, pero estarán obligadas a dar aviso y a solicitar la autorización correspondiente en un plazo de tres días, a partir de aquél en que se inicien dichas obras.

Cuando el Departamento tenga necesidad de remover o de retirar dichas obras, no estará obligado a pagar cantidad alguna y el costo del retiro será a cargo de la empresa correspondiente.

ARTICULO 14.—RETIRO DE OBSTACULOS DE LA VIA PUBLICA. El Departamento dictará las medidas administrativas necesarias para recuperar, obtener o recuperar la posesión de las vías públicas y demás bienes de uso común o destinados a un servicio público del Departamento, así como para remover cualquier obstáculo, de acuerdo con la Ley y sus Reglamentos.

las determinaciones que dicte el propio Departamento en uso de las facultades que le confiere este Artículo, podrán ser reclamadas mediante el procedimiento que prevé el artículo 90 de la Ley Orgánica.

ARTICULO 15.—OBRAS O INSTALACIONES EJECUTADAS EN LA VIA PUBLICA SIN AUTORIZACION. El que ocupe sin autorización la vía pública con construcciones o instalaciones superficiales, aéreas o subterráneas, estará obligado a retirarlas o a demolerlas.

CAPITULO III

Instalaciones subterráneas y aéreas en la vía pública

ARTICULO 16.—INSTALACIONES SUBTERRANEAS. Las instalaciones subterráneas para los servicios públicos de teléfonos, alumbrado, semáforos, energía eléctrica, gas y cualesquiera otras, deberán localizarse a lo largo de aceras o camellones. Cuando se localicen en las aceras deberán distar por lo menos cincuenta centímetros del alineamiento oficial.

El Departamento podrá autorizar la construcción de instalaciones subterráneas fuera de las zonas descritas en el párrafo anterior, cuando la naturaleza de las obras lo requiera.

El Departamento fijará en cada caso, la profundidad mínima y máxima a la que deberá alojarse cada instalación y su localización en relación con las demás instalaciones.

ARTICULO 17.—INSTALACIONES AEREAS. Las instalaciones aéreas en la vía pública deberán estar sostenidas sobre postes colocados para ese efecto.

Dichos postes se colocarán dentro de la acera a una distancia mínima de cuarenta centímetros entre el borde de la guarnición y el punto más próximo del poste.

En las vías públicas en que no existan aceras, los interesados solicitarán al Departamento el trazo de la guarnición.

ARTICULO 18.—ALTURA DE RETENIDAS E IMPLEMENTOS. Los cables de retenidas y las ménsulas, las alcayatas, así como cualquier otro apoyo de los que se usan para el ascenso a los postes o a las instalaciones, deberán colocarse a no menos de dos metros cincuenta centímetros de altura sobre el nivel de la acera.

ARTICULO 19.—IDENTIFICACION DE POSTES E INSTALACIONES EN LA VIA PUBLICA. Los postes y las instalaciones deberán ser identificados por sus propietarios con una señal que apruebe el Departamento.

ARTICULO 20.—CONSERVACION DE POSTES E INSTALACIONES EN LA VIA PUBLICA. Los propietarios de postes o instalaciones colocados en la vía pública, están obligados a conservarlos en buenas condiciones de servicio y a retirarlos cuando dejen de cumplir su función.

ARTICULO 21.—RETIRO O CAMBIO DE UBICACION DE POSTES O DE INSTALACIONES. El Departamento podrá ordenar el retiro o el cambio de lugar de postes o instalaciones por cuenta de sus propietarios, por razones de seguridad o porque se modifique la anchura de las aceras o se ejecute cualquier obra en la vía pública que lo requiera. Si no lo hicieren dentro del plazo que se les haya fijado, el propio Departamento lo ejecutará a costa de dichos propietarios.

No se permitirá colocar postes o instalaciones en aceras, cuando con ello se impida la entrada a un predio. Si el acceso al predio se construye estando ya colocados el poste o la instalación, deberán ser cambiados de lugar por el propietario de los mismos, pero los gastos serán por cuenta del propietario del predio.

CAPITULO IV

Nomenclatura

ARTICULO 22.—NOMENCLATURA OFICIAL. El Departamento establecerá la nomenclatura oficial para la denominación de las vías públicas, parques, jardines y plazas, así como la numeración de los predios en el Distrito Federal.

ARTICULO 23.—NUMERO OFICIAL. El Departamento, previa solicitud, señalará para cada predio que tenga frente a la vía pública un solo número oficial, que corresponderá a la entrada del mismo.

ARTICULO 24.—COLOCACION DEL NUMERO OFICIAL. El número oficial deberá colocarse en parte visible de la entrada de cada predio, y deberá ser claramente legible a un mínimo de veinte metros de distancia.

ARTICULO 25.—CAMBIO DE NUMERO OFICIAL. El Departamento podrá ordenar el cambio del número oficial para lo cual lo notificará al propietario, quedando éste obligado a colocar el nuevo número en el plazo que se le fije, pudiendo conservar el anterior noventa días más.

Dicho cambio deberá ser notificado a la Dirección General de Correos de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, a la Tesorería del Distrito Federal, al Registro del Plan Director y al Registro Público de la Propiedad, a fin de que se hagan las modificaciones necesarias en los registros correspondientes.

CAPITULO V

Alineamiento y uso del suelo

ARTICULO 26.—ALINEAMIENTO OFICIAL. El alineamiento oficial es la traza sobre el terreno que limita el predio respectivo con la vía pública en uso o con la futura vía pública, determinada en los planos y proyectos legalmente aprobados.

ARTICULO 27.—CONSTANCIA DE ALINEAMIENTO. El Departamento expedirá un documento que consigne el alineamiento oficial a que se refiere el artículo anterior, previa solicitud del propietario de un predio en la que precise el uso que pretenda dar al mismo. En dicho documento se asentará la zona así como la Delegación a la que pertenezca el predio para efectos de zonificación y uso del suelo. A solicitud del interesado, en el mismo documento se podrá incluir la Constancia de Zonificación, que contendrá los usos, destinos y reservas autorizados por el Plan Director, así como las restricciones específicas en cada zona.

o las particulares de cada predio que hayan sido establecidas por el propio Plan. La Constancia de Alineamiento tendrá una vigencia de 180 días naturales, contados a partir de la fecha de su expedición.

En el expediente de cada predio se conservará copia de la Constancia del Alineamiento respectivo y se enviará otra al Registro del Plan Director y a la Dirección General de Catastro e Impuesto Predial de la Tesorería del Distrito Federal.

ARTICULO 28.—MODIFICACION DEL ALINEAMIENTO. Si entre la expedición de la constancia vigente a que se refiere el artículo anterior y la presentación de la solicitud de licencia de construcción se hubiere modificado el alineamiento en los términos del artículo 26 de este Reglamento, el proyecto de construcción deberá ajustarse a los nuevos requerimientos.

Si las modificaciones ocurrieran después de concedida la licencia de construcción, se ordenará la suspensión de los trabajos para que se revise el proyecto de construcción y se ajuste a las modalidades y limitaciones del alineamiento que se señalen en la nueva Constancia de Alineamiento. En caso de ser necesario se procederá de acuerdo con el artículo 39 de la Ley.

CAPITULO VI

Restricciones a las construcciones

ARTICULO 29.—COMPROBACION PARA LA ESCRITURACION DE ACTOS RELATIVOS A LA TENENCIA DE LOS PREDIOS. En los términos del artículo 11 de la Ley, los notarios sólo podrán dar fe y extender escrituras públicas de los actos, contratos o convenios relativos a la propiedad, posesión uso o cualquier otra forma jurídica de tenencia de los predios, previa comprobación de que las cláusulas relativas a la utilización de los predios coincidan con los destinos, usos y reservas y planes inscritos en el Registro del Plan Director y en el Registro Público de la Propiedad y del Comercio.

ARTICULO 30.—USOS MIXTOS. Los proyectos para edificios que contengan dos o más de los usos a que se refiere este Reglamento, se sujetarán en cada una de sus partes a las disposiciones correspondientes.

ARTICULO 31.—ZONIFICACION Y USO DE LOS PREDIOS. El Departamento, en los términos del artículo 2 de este Reglamento, tendrá la facultad de fijar las distintas zonas en las que, por razones de planificación urbana se divida el Distrito Federal y determinará el uso al que podrán destinarse los predios, así como el tipo, clase y altura de las construcciones o de las instalaciones que puedan levantarse en ellos sin perjuicio de que se apliquen las demás restricciones establecidas en la Ley y sus Reglamentos.

ARTICULO 32.—RESTRICCIONES. El Departamento establecerá las restricciones que juzgue necesarias para la construcción o para el uso de los bienes inmuebles ya sea en forma general, en zonas determinadas, en fraccionamientos, en lugares o en predios específicos, y las hará constar en los permisos, licencias o constancias de alineamiento que expida, quedando obligados a respetarlas los propietarios o poseedores de los inmuebles.

Se requerirá autorización expresa del Departamento para derribar árboles, independientemente de cumplir con lo establecido por la Ley Forestal y su Reglamento, así como con las demás disposiciones legales aplicables en la materia.

El propio Departamento hará que se cumplan las restricciones impuestas a los predios con fundamento en la Ley y en sus reglamentos.

ARTICULO 33.—CONSTRUCCIONES Y OBRAS DENTRO DE ZONAS DE PRESERVACION DEL PATRIMONIO CULTURAL. En las zonas que hayan sido determinadas de preservación del Patrimonio Cultural por el Plan Director, no podrán ejecutarse nuevas construcciones, obras o instalaciones de cualquier naturaleza sin recabar previa a la autorización del Departamento, las de otros organismos del sector público en los términos de las Leyes respectivas.

ARTICULO 34.—ZONA DE INFLUENCIA DE CAMPOS DE AVIACION. Las zonas de influencia de los aeródromos serán fijadas por la Dirección General de Aeronáutica Civil de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes y en ellas, regirán las limitaciones de altura de las construcciones que fijen dicha Dirección y el Plan Director.

ARTICULO 35.—ZONAS DE PROTECCION A SERVICIOS. El Departamento determinará las zonas de protección a lo largo de los servicios subterráneos tales como viaductos, pasos a desnivel, o instalaciones similares, dentro de cuyos límites solamente podrán realizarse excavaciones, cimentaciones, demoliciones y otras obras previa autorización especial del Departamento, el que señalará las obras de protección que sea necesario realizar o ejecutar para salvaguardar los servicios e instalaciones antes mencionados.

La reparación de los daños que se ocasionen en esas zonas, correrán a cargo de la persona física o moral a quien se otorgue la autorización.

ARTICULO 36.—CONSTRUCCIONES FUERA DEL ALINEAMIENTO. Si las determinaciones del Plan Director modificaran el alineamiento oficial de un predio, su propietario no podrá efectuar obras nuevas o modificaciones a las construcciones existentes que se contraponga a las nuevas disposiciones, salvo en casos especiales y previa autorización expresa del Departamento.

TITULO SEGUNDO

Directores responsables de obra, autorizaciones y licencias

CAPITULO VII

Directores responsables de obra

ARTICULO 37.—DIRECTOR RESPONSABLE DE OBRA. Director Responsable de Obra es la persona física o mo-

tal cuya actividad esté total o parcialmente relacionada con el proyecto y construcción de obras a que se refiere este ordenamiento en los términos del artículo 40, y quien se hace responsable de la observancia de este Reglamento en las obras para las que otorgue su responsiva profesional.

La calidad de Director Responsable de Obra se adquiere con el registro de la persona ante la Comisión a la que se refiere el artículo 42 de este cuerpo normativo.

ARTICULO 38—RESPONSIVA PROFESIONAL Para los efectos de este Reglamento se entiende que un Director Responsable de Obra otorgará su responsiva profesional cuando:

I—Suscriba una solicitud de licencia de construcción o de demolición;

II—Ejecute una obra o acepte la responsabilidad de la misma;

III—Suscriba la solicitud de registro de una obra;

IV.—Suscriba un dictamen de estabilidad o seguridad de un inmueble, o,

V.—Suscriba un estudio de carácter arquitectónico o estructural.

ARTICULO 39—CONSTRUCCIONES QUE NO REQUIEREN RESPONSIVA DE DIRECTOR RESPONSABLE DE OBRA. La expedición de licencias de construcción no requerirá de responsiva de Director Responsable de Obra cuando se trate de las siguientes obras:

I—Arreglo o cambio de techos de azotea o entrepisos cuando en la reparación se emplee el mismo tipo de construcción y siempre que el claro no sea mayor de cuatro metros ni se afecten miembros estructurales importantes;

II—Construcción de bardas interiores o exteriores con altura máxima de dos metros cincuenta centímetros;

III—Apertura de claros de un metro cincuenta centímetros como máximo en construcciones hasta de dos niveles, si no se afectan elementos estructurales y no se cambia total o parcialmente el destino del inmueble;

IV—Instalación de fosas sépticas o albañales en casas habitación; y,

V—Edificación en un predio baldío de una vivienda unifamiliar mínima, la cual deberá contar con los servicios sanitarios indispensables, estar constituída por dos niveles como máximo, superficie hasta de sesenta metros cuadrados y claros no mayores de cuatro metros En las zonas semiurbanizadas, establecidas de acuerdo al Reglamento de la materia el Departamento establecerá a través de las Delegaciones, un servicio social para auxiliar en estas obras a las personas de escasos recursos económicos que lo soliciten. Este servicio social podrá consistir en la aportación de proyectos tipo y asesoría técnica durante la construcción

Cuando se empleen los proyectos tipo señalados, se eximirá al propietario de la obligación de entregar los documentos a que se refieren las fracciones IV y V del artículo 52 de este Reglamento

ARTICULO 40—PROFESIONALES QUE PODRAN OTORGAR SU RESPONSIVA COMO DIRECTORES RESPONSABLES DE OBRA. Los Directores Responsables de Obra con título de las carreras de Arquitecto, Ingeniero Civil, Ingeniero Arquitecto, Ingeniero Constructor Militar e Ingeniero Municipal, podrán otorgar responsiva profesional como Directores Responsables de Obra para cualquier obra a que se refiere este Reglamento. Los Ingenieros cuyo título corresponda a alguna de las especialidades afines al proyecto y construcción de obras, tales como Ingeniero Mecánico, Ingeniero Mecánico Electricista, Ingeniero Petrolero, Ingeniero Aeronauta, Ingeniero Topógrafo, Ingeniero Químico y otros similares, podrán otorgarla para cualquier obra de su especialidad, pero en lo correspondiente a construcciones civiles estarán limitados a edificaciones que tengan nueve metros de altura como máximo y claros hasta de seis metros

Cuando se trate de persona moral, deberá acreditar que cuenta con los servicios profesionales, cuando menos, de un Director Responsable de Obra con título en la carrera correspondiente a la obra para la que dé su responsiva en los términos previstos por el párrafo anterior

ARTICULO 41—REQUISITOS PARA OBTENER EL REGISTRO COMO DIRECTOR RESPONSABLE DE OBRA:

A—Cuando se trate de personas físicas, será necesario.

I—Acreditar ser de nacionalidad mexicana;

II—Acreditar que posee Cédula Profesional correspondiente a alguna profesión relacionada directamente con el proyecto y construcción de obras a que se refiere este Reglamento; y,

III—Acreditar que es miembro activo del Colegio de Profesionales respectivo. En caso de no existir el Colegio correspondiente, podrá autorizarse el registro provisional del solicitante.

B—Cuando se trate de personas morales, será necesario:

I.—Acreditar a satisfacción de la Comisión de Admisión de Directores Responsables de Obra, estar legalmente constituída, y que su fin social esté parcial o totalmente relacionado con el proyecto y construcción de las obras a que se refiere este Ordenamiento;

II—Acreditar a satisfacción de la Comisión de Admisión de Directores Responsables de Obra, que la persona moral cuenta con los servicios profesionales cuando menos de un Director Responsable de Obra; y,

III—Acreditar ser miembro activo de la Cámara de la Industria de la Construcción

ARTICULO 42—COMISION DE ADMISION DE DIRECTORES RESPONSABLES DE OBRA. El Departamento designará una Comisión que se encargará de registrar como Directores Responsables de Obra a los profesionales y

personas morales que lo soliciten en los términos de los artículos 40 y 41 de este Reglamento.

Esta Comisión deberá emitir opinión sobre la acreditación de los Directores Responsables de Obra a que se refiere el artículo 47 de este Reglamento, cuando sea solicitada por las autoridades de las Delegaciones por conducto de la Dirección General de Planeación o directamente por ésta última.

La Comisión de Admisión de Directores Responsables de Obra estará integrada por un representante de cada una de las siguientes Instituciones:

Colegio de Ingenieros Civiles de México,

Colegio de Arquitectos de México;

Colegio Nacional de Ingenieros Arquitectos de México;

Colegio de Ingenieros Mecánicos Electricistas;

Colegio de Ingenieros Municipales;

Colegio de Ingenieros Militares; y,

Así como por dos representantes del Departamento, todos ellos Directores Responsables de Obra Cada miembro tendrá un suplente

El Departamento, en el mes de octubre de cada año, solicitará a cada uno de estos colegios una terna con los nombres de los candidatos para representarlos de esta terna elegirá al propietario y al suplente.

Las sesiones que lleve a cabo esta Comisión serán válidas cuando asistan por lo menos tres representantes de los Colegios y uno del Departamento.

ARTICULO 43 --OBLIGACIONES DEL DIRECTOR RESPONSABLE DE OBRA El Director Responsable de una obra será el único responsable de la buena ejecución de ésta y deberá:

I —Dirigir y vigilar la obra por sí o por medio de técnicos auxiliares, de acuerdo con este Reglamento y con el proyecto aprobado de la misma;

II —Responder de cualquier violación a las disposiciones de este Reglamento;

III.—Llevar en la obra un libro de bitácora foliado y encuadernado, en el cual se anotarán los siguientes datos.

Nombre, atribuciones y firmas de los técnicos auxiliares en el libro; fecha de las visitas del Director Responsable de Obra; materiales empleados, para fines estructurales o de seguridad; procedimientos generales de construcción y de control de calidad; fecha de iniciación de cada etapa de la obra; incidentes y accidentes; observaciones e instrucciones especiales del Director Responsable de obras y observaciones de los Inspectores del Departamento del Distrito Federal;

IV.—Visitar la obra en todas las etapas importantes del proceso de construcción, anotando sus observaciones en la bitácora.

V —Colocar en lugar visible de la obra un letrero con su nombre, número de registro número de licencia de la obra y ubicación de la misma; y,

VI.—Refrendar su calidad de Director Responsable de Obra una vez al año.

En el caso particular de ferias y aparatos mecánicos, el Director Responsable de las mismas deberá visitarlas semanalmente y deberá asentar sus observaciones en la bitácora.

Las personas morales deberán dar aviso al Departamento, en su caso, del cambio de profesional al que se refiere la fracción II del inciso B del artículo 41 de este Reglamento.

ARTICULO 44 —TECNICOS AUXILIARES DE LOS DIRECTORES RESPONSABLES DE OBRA El Director Responsable de Obra podrá designar a personas físicas o morales como Técnicos Auxiliares para el proyecto, ejecución y vigilancia de las obras, para las que haya otorgado su responsiva profesional, lo cual deberá comunicar por escrito al Departamento, especificando la parte o etapa de la obra en la que intervendrán y acompañando la conformidad de los mismos.

El Director Responsable tendrá la obligación de hacer que participen Técnicos Auxiliares altamente calificados, en alguna especialidad particular, en el caso de obras o etapas de éstas, cuya magnitud o complejidad así lo requiera El Departamento, cuando lo considere conveniente, podrá exigir que se demuestre que el Director Responsable cumple con esta obligación.

Los Técnicos Auxiliares responderán solidariamente con el Director Responsable de Obra por la parte de la obra en la que hayan intervenido.

ARTICULO 45 —TERMINO DE LAS FUNCIONES DEL DIRECTOR RESPONSABLE DE OBRA Las funciones del Director Responsable de Obra, en aquellas obras para las que haya dado su responsiva profesional, terminarán

I —Cuando ocurra cambio, suspensión, abandono o retiro de Director Responsable de Obra En este caso se deberá levantar un acta asentando en detalle el avance de la obra hasta ese momento, la cual será suscrita por una persona designada por el Departamento, por el Director Responsable o por el Director sustituto según el caso y por el propietario de la obra

El cambio de Director Responsable de Obra no exime al anterior de su responsabilidad por la parte de la obra que le haya correspondido dirigir

El Departamento ordenará la suspensión de la obra cuando el Director Responsable no sea sustituido en forma inmediata, y no permitirá su reanudación hasta en tanto no se designe nuevo Director;

II —Cuando no haya refrendado su calidad de Director Responsable de Obra En este caso se suspenderán las obras en proceso de ejecución para las que haya dado responsiva profesional; y,

III —Cuando el Departamento autorice la ocupación de la obra

El término de las funciones del Director Responsable de Obra no lo exime de la responsabilidad de carácter civil o administrativo que pudiera derivarse de su intervención en la obra para la cual haya otorgado su responsiva profesional.

ARTICULO 46.—TERMINO DE LA RESPONSABILIDAD DEL DIRECTOR RESPONSABLE DE OBRA. Para los efectos del presente Reglamento, la responsabilidad de carácter administrativo de los Directores Responsables de Obra, terminará a los cinco años contados a partir de la fecha en que se expida la autorización de uso y ocupación a que se refiere el artículo 61 de este ordenamiento, o bien a partir de la fecha en que, en su caso, se conceda el registro previsto por el artículo 64 del mismo cuerpo normativo, cuando se trate de obras ejecutadas sin licencia .

Dentro del mismo lapso, el Departamento podrá exigir el cumplimiento de las obligaciones derivadas de dicha responsabilidad.

ARTICULO 47.—SUSPENSION DEL REGISTRO AL DIRECTOR RESPONSABLE DE OBRA. La Dirección General de Planificación previa opinión de la Comisión de Admisión de Directores Responsables de Obra, podrá determinar la suspensión de los efectos de su registro a un Director Responsable de Obra en cualquiera de los siguientes casos.

I.—Cuando haya obtenido su inscripción proporcionando datos falsos o cuando dolosamente presente datos erróneos, documentos falsos o falsificados o información equivocada en la solicitud de licencia o en sus anexos;

II.—Cuando no hubiera cumplido sus funciones como Director Responsable de Obra en los casos en que haya dado sus responsiva profesional;

III.—Cuando haya reincidido en violaciones a este Reglamento; y,

IV.—Además de los casos señalados en las fracciones anteriores, tratándose de persona moral responsable de obra, cuando deje de contar con los servicios profesionales a que se refiere la fracción II del inciso B del artículo 41 de este Reglamento.

En los casos a que se refiere en las tres primeras fracciones de este artículo, el Departamento dará aviso de la suspensión al Colegio de Profesionales respectivo

La suspensión se decretará por un mínimo de tres meses y en casos extremos podrá ser definitiva sin perjuicio de que el Director Responsable de Obras subsane las irregularidades en que haya incurrido.

ARTICULO 48.—CANCELACION DEL REGISTRO AL DIRECTOR RESPONSABLE DE OBRA QUE SEA PERSONA MORAL. Se podrá ordenar la cancelación del Registro a un Director Responsable de Obra que sea persona moral, cuando se encuentre legalmente inhabilitado para realizar sus fines.

CAPITULO VIII

Autorizaciones de ubicación y licencias

ARTICULO 49.—AUTORIZACION DE UBICACION. Además de la Constancia de Alineamiento, se necesitará cuando así lo requiera el Plan Director, a través de los reglamentos de la Ley o por los instructivos correspondientes, licencia de Uso Especial o expedida por la Dirección General de Planeación, para la construcción, reconstrucción, adaptación, modificación de edificios o instalaciones y cambio de uso de los mismos, cuando se trate de las siguientes edificaciones;

I.—Escuelas y otras construcciones destinadas a la enseñanza;

II.—Baños públicos;

III.—Hospitales, clínicas, laboratorios de análisis clínicos o cualesquiera otros relacionados con servicios médicos;

IV.—Industrias, bodegas, fábricas y talleres;

V.—Museos, salas de espectáculos, centros de reunión y cualesquiera otros para usos semejantes;

VI.—Templos y construcciones destinadas a cultos religiosos;

VII.—Estacionamientos, y servicios de lavado o engrasado de vehículos;

VIII.—Lonjas mercantiles, tiendas de autoservicio, obradores y otros para usos semejantes;

IX.—Hoteles, moteles, campos de turismo y posadas;

X.—Almacenes de manejo y expendio de combustibles;

XI.—Instituciones bancarias y centrales para servicios públicos;

XII.—Talleres mecánicos;

XIII.—Conjuntos habitacionales;

XIV.—Edificios con más de 12 niveles sobre el nivel de la calle;

XV.—Terminales de vehículos para servicio público tales como estaciones de pasajeros, de carga y de autobuses.

XVI.—Funerarias y panteones;

XVII.—Locales comerciales o conjuntos de ellos; y,

XVIII.—Instalaciones deportivas o recreativas.

Además de los edificios e instalaciones mencionados, también requerirán de Licencias de Uso Especial previa a la expedición de licencia de construcción, o de cambio de uso, los demás edificios o instalaciones que, por su naturaleza, generen intensa concentración de usuarios de tránsito de vehículos o de estacionamiento, mayor demanda de servicios municipales o den origen a problemas especiales d ocarácter urbano de acuerdo a lo establecido por el Plan Director.

En cada licencia de uso especial que se expida se señalará las condiciones que fije el Plan Director en materia de vialidad, estacionamiento, áreas verdes, áreas de maniobras, densidad de población y cualesquiera otras. Estas condiciones se transcribirán en la licencia de construcción correspondiente.

ARTICULO 50 - LICENCIA DE CONSTRUCCION Licencia de construcción es el documento expedido por las autoridades competentes del Departamento, por el cual se autoriza a los propietarios para construir, ampliar, modificar, cambiar de uso, cambiar el régimen de propiedad a condominio, reparar o demoler una edificación o instalación en sus predios.

Las solicitudes de licencia de construcción deberán recibir resolución de expedición o rechazo por parte de las autoridades competentes, en un plazo no mayor de 30 días hábiles, contados a partir de la fecha en la que se reciba la solicitud. La revisión de los expedientes y planos respectivos, se hará de acuerdo a los instructivos que formule para el efecto la Dirección General de Planeación del Departamento y que éste expida de acuerdo a lo establecido en la Fracción XIV del Artículo 2o. de este Reglamento, los cuales serán publicados en el "Diario Oficial" de la Federación, en la "Gaceta Oficial" del Departamento y en ediciones especiales que se pondrán a disposición del público. Dichos instructivos serán únicos y de observancia obligatoria para el público y para las autoridades de las Delegaciones y Direcciones del Departamento competentes, y serán actualizados cuando así resulte necesario.

Cuando por cualquier circunstancia la autoridad encargada de la tramitación de una licencia no resuelva sobre su otorgamiento dentro del plazo fijado en el párrafo anterior, al vencimiento del mismo, dicha autoridad deberá comunicar al interesado las causas específicas por las que no haya sido posible dictar la resolución y cuando éstas fuesen imputables al solicitante le señalará un plazo que no excederá de dos meses para que las corrija. Vencido dicho plazo, se tendrá por no presentada la solicitud. Una petición de esta naturaleza no podrá ser rechazada en una segunda revisión por causa que no se haya señalado en rechazo anterior siempre y cuando el proyecto no se hubiere modificado en la parte conducente.

ARTICULO 51.—NECESIDAD DE LICENCIA Para ejecutar obras o instalaciones públicas o privadas en la vía pública o en predios de propiedad pública o privada, será necesario obtener licencia del Departamento, salvo en los casos a que se refiere el artículo 53 de este Reglamento.

Solo se concederán licencias a los propietarios de los inmuebles cuando la solicitud respectiva vaya acompañada de la responsiva de un Director Responsable de Obra y cumpla con los demás requisitos señalados en las disposiciones relativas de este Reglamento.

La responsiva de un Director Responsable de Obra no se exigirá en los casos a que se refiere el artículo 39 de este Ordenamiento.

De acuerdo con lo establecido en la fracción XIV del Artículo 2 de este Reglamento, el Departamento podrá publicar los instructivos para la expedición de las licencias a que se refiere este precepto.

ARTICULO 52.—DOCUMENTOS NECESARIOS PARA INTEGRAR LA SOLICITUD DE LICENCIA A la solicitud de licencia de obra nueva se deberán acompañar los siguientes documentos:

I.—Constancia de número oficial,

II.—Constancia de Alineamiento y Uso del Suelo vigente;

III.—Certificación de la Dirección [illegible] Saneamiento de que se cuenta con la toma de agua correspondiente;

IV.—Cuatro tantos del proyecto arquitectónico de la obra en planos a escala, debidamente acotados y especificados, en los que se deberán incluir como mínimo las plantas de distribución, el corte sanitario, las fachadas, la localización de la construcción dentro del predio, y en los que se indique el uso para el cual se destinarán las diversas partes de la obra. Estos planos deberán estar firmados por el propietario y el Director Responsable de Obra, en su caso;

V.—Cuatro tantos del proyecto estructural de la obra en planos debidamente acotados y especificados, acompañados del resumen del criterio y sistema adoptado para el cálculo, proyecto de protección a colindancias y estudio de mecánica de suelos cuando proceda de acuerdo con lo establecido en este Reglamento. Estos documentos deberán estar firmados por el Director Responsable de Obra,

VI.—Cuando se trate de obras o de instalaciones en monumentos o en zonas de monumentos, las autorizaciones a que se refiere el artículo 33 de este Ordenamiento.

VII.—Autorización de ubicación de la edificación, en los casos previstos en este Reglamento.

Además, el Departamento podrá exigir, cuando lo juzgue conveniente, la presentación de los cálculos completos para su revisión.

ARTICULO 53.—OBRAS QUE NO REQUIEREN LICENCIA DE CONSTRUCCION No se requerirá licencia de construcción para efectuar las siguientes obras:

I.—Resanes y aplanados interiores,

II.—Reposición y reparación de pisos, sin afectar elementos estructurales,

III.—Pintura y revestimientos interiores,

IV.—Reparación de albañales;

V.—Reparación de tuberías de agua e instalaciones sanitarias sin afectar elementos estructurales,

VI.—Colocación de madrinas en techos, salvo en los de concreto,

VII.—Limpieza, aplanados, pintura y revestimiento en fachadas. En estos casos deberán adoptarse las medidas necesarias para no causar molestias al público.

VIII.—Divisiones interiores en pisos de despachos o comercios, cuando su peso se haya considerado en el diseño estructural,

IX.—Impermeabilización y reparación de azoteas, sin afectar elementos estructurales,

X.—Obras urgentes para prevención de accidentes, a reserva de dar aviso al Departamento dentro de un plazo máximo de setenta y dos horas, contando a partir de la iniciación de las obras,

XI.—Demoliciones hasta de un cuarto aislado de dieciseis metros cuadrados, si esta desocupado, sin afectar la estabilidad del resto de las construcciones. Esta excepción no operará cuando se trate de los inmuebles a que se refiere la Ley Federal Sobre Monumentos y Zonas Arqueológicas, Artísticas e Históricas;

XII.—Construcciones provisionales para uso de oficinas, bodegas o vigilancia de predios durante la edificación de una obra, y de los servicios sanitarios correspondientes;

XIII.—Construcción, previo aviso por escrito al Departamento, de la primera pieza de carácter provisional hasta de cuatro por cuatro metros y de sus servicios sanitarios correspondientes, siempre y cuando se respeten los alineamientos y las restricciones del predio; y,

XIV.—Obras similares a las anteriores cuando no afecten elementos estructurales.

ARTICULO 54.—LICENCIAS DE ACUERDO A LA SUPERFICIE DE PREDIOS. El Departamento no otorgará licencias de construcción respecto a lotes o fracciones de terrenos que hayan resultado de la división de predios efectuada sin autorización del propio Departamento.

Las dimensiones mínimas de predios que autorice el Departamento para que pueda otorgarse licencia de construcción en ellos, serán de 90 metros cuadrados de superficie y seis metros de frente.

No obstante lo dispuesto en el párrafo anterior, el Departamento podrá expedir licencias de construcción para fracciones remanentes de predios afectados por obras públicas, cuya superficie sea al menos de cuarenta y cinco metros cuadrados, en los que tengan forma rectangular o trapezoidal, y de sesenta metros cuadrados, en los de forma triangular, siempre que unos y otros tengan un frente a la vía pública no menor de seis metros.

Tratándose de predios ya existentes con superficie menor a 90 metros cuadrados y que no sean fracciones remanentes de afectaciones por obras públicas, se sujetará a lo dispuesto por los reglamentos de la Ley relativos a zonificación de uso del suelo, mismos que también se observarán en lo general para las autorizaciones de licencias de construcción.

ARTICULO 55.—OBRAS E INSTALACIONES QUE REQUIEREN LICENCIA DE CONSTRUCCION ESPECIFICA. Las obras e instalaciones que a continuación se indican, requieren de licencia de construcción específica:

I.—Las excavaciones o cortes de cualquier índole cuya profundidad sea mayor de sesenta centímetros. En este caso, la licencia tendrá una vigencia máxima de cuarenta y cinco días. Este requisito no será exigido cuando la excavación constituya una etapa de la edificación autorizada por la licencia de construcción respectiva o se trate de pozos con fines de exploración para estudios de mecánica de suelos;

II.—Las obras de reparación, aseguramiento o demolición de edificaciones. A la solicitud relativa se acompañará una memoria en que se especifique el procedimiento que se vaya a emplear. Para demoler inmuebles clasificados y catalogados por el Departamento como parte del patrimonio cultural de la Ciudad de México, se requerirá autorización expresa del jefe del Departamento;

III.—Los tapiales que invadan la acera en una anchura superior a cincuenta centímetros. La ocupación con tapiales en una anchura menor, quedará autorizada por la licencia de la obra;

IV.—Las ferias con aparatos mecánicos, circos, carpas, graderías desmontables u otros similares. Cuando se trate de aparatos mecánicos, la solicitud deberá contener la responsiva profesional de un ingeniero mecánico, registrado como Director Responsable de Obra;

V.—La instalación, modificación o reparación de ascensores para personas, montacargas, escaleras mecánicas o cualquier otro mecanismo de transporte electromecánico. Quedan excluidos de este requisito las reparaciones que no alteren las especificaciones de la instalación, maquina, sistemas eléctricos o de seguridad.

Con la solicitud de licencia se acompañarán la responsiva profesional de un ingeniero mecánico o mecánico electricista registrado como Director Responsable de Obra, con los datos referentes a la ubicación del edificio y el uso de servicios a que se destinará así como dos juegos completos de planos y especificaciones proporcionados por la empresa que fabrique el aparato, y de una memoria donde se detallen los cálculos que hayan sido necesarios; y,

VI.—Las modificaciones al proyecto original de cualquier obra. Se deberá acompañar a la solicitud el proyecto respectivo, por cuadruplicado. No se concederá licencia cuando el cambio de uso sea incompatible con la zonificación de destinos, usos y reservas autorizada por el Plan Director, o bien el inmueble no reúna las condiciones de estabilidad y servicio para el nuevo uso.

Las solicitudes para este tipo de licencias se presentarán con la firma del propietario del predio y con la responsiva de un Director Responsable de Obra.

En los casos que previene el artículo 49 de este Reglamento, deberá presentarse la autorización de alineamiento así como las autorizaciones necesarias de otros organismos del sector público, en los términos de las leyes respectivas.

ARTICULO 56.—VIGENCIA Y PRORROGA DE LA LICENCIA. El tiempo de vigencia de las licencias de construcción que expida el Departamento, estará en relación con la naturaleza y magnitud de la obra por ejecutar.

El propio Departamento tendrá facultad para fijar el plazo de vigencia de cada licencia de construcción de acuerdo con las siguientes bases:

Para la construcción de obras con superficie hasta de 300 m2 la vigencia máxima será de 12 meses, hasta de 1,000 m2, de 24 meses, y de más de 1,000 m2, de 36 meses.

En las obras e instalaciones a que se refieren las fracciones II a VI del artículo 55 de este Reglamento, se fijará el plazo de vigencia de la licencia respectiva, según la magnitud y características particulares de cada caso.

Si terminado el plazo autorizado para la construcción de una obra ésta no se hubiere concluido, para continuarla deberá obtenerse prórroga de la licencia y cubrir los derechos por la parte no ejecutada de la obra; a la soli-

tud se acompañará una descripción de los trabajos que se vayan a llevar al cabo y croquis o planos, cuando sea necesario. Si dentro de los seis meses siguientes al vencimiento de una licencia no se obtiene la prórroga señalada, será necesario obtener nueva licencia para continuar la construcción.

ARTICULO 57.—PAGO DE DERECHOS. Toda licencia causará los derechos que fijen las tarifas vigentes.

Las licencias de construcción y los planos aprobados se entregarán al interesado cuando éste hubiere cubierto el monto de todos los derechos que haya generado su autorización.

Si en un plazo de treinta días a partir de su aprobación, la licencia no se expidiere por falta de pago de los derechos, se podrá cancelar la solicitud correspondiente.

ARTICULO 58.—PAGO DE APORTACIONES Y DERECHOS CAUSADOS POR CONJUNTOS HABITACIONALES. Los conjuntos habitacionales clasificados como tales por los reglamentos de la Ley o por los instructivos correspondientes, cubrirán las aportaciones que señala la Ley y los derechos que estipula la Ley de Hacienda del Departamento del Distrito Federal en su Título Décimo.

CAPITULO IX

Ocupación de las Obras

ARTICULO 59.—MANIFESTACION DE TERMINACION DE OBRA. Los propietarios están obligados a manifestar por escrito al Departamento la terminación de las obras ejecutadas en sus predios, en un plazo no mayor de quince días, contados a partir de la conclusión de las mismas, de conformidad con lo establecido en el artículo 73 de la Ley de Hacienda del Departamento del Distrito Federal, utilizando para este objeto las formas de "manifestación de terminación de Obra" y anotando en su caso el número y la fecha de la licencia respectiva.

ARTICULO 60.—VISTO BUENO DE SEGURIDAD Y OPERACION. El Visto Bueno de Seguridad y Operación es el documento por el cual el Departamento hace constar que la instalación o edificación reúne las condiciones de operación y seguridad que señala este Reglamento, previa inspección de la misma y siempre que las pruebas de carga y de las instalaciones resulten satisfactorias.

El Visto Bueno de Seguridad y Operación se concederá una vez liquidados los derechos que para el mismo fija la Ley de Hacienda del Departamento, previamente al otorgamiento de la autorización de uso y ocupación, y deberá renovarse anualmente, excepto cuando se trate de circos, carpas y ferias con aparatos mecánicos, casos en que la renovación se hará además, cada vez que cambien de ubicación.

ARTICULO 61.—EDIFICACIONES E INSTALACIONES QUE REQUIEREN VISTO BUENO DE SEGURIDAD Y OPERACION. Requieren el Visto Bueno de Seguridad y Operación las edificaciones e instalaciones que a continuación se mencionan:

I.—Escuelas y cualesquiera otras instalaciones destinadas a la enseñanza;

II.—Centros de reunión, tales como cines, teatros, salas de conciertos, salas de conferencias, auditorios, cabarets, restaurantes, salones de fiesta o similares, museos, circos, carpas, estadios, arenas, hipódromos, plazas de toros o cualesquiera otros con usos semejantes;

III.—Instalaciones deportivas o recreativas que sean objeto de explotación mercantil, tales como canchas de tenis, frontenis, squash, karate, gimnasia rítmica, boliches, albercas, locales para billares o juegos de salón;

IV.—Ferias con aparatos mecánicos, y,

V.—Transportadores electromecánicos. En este caso el Visto Bueno a que se refiere este artículo solo se concederá después de efectuadas la inspección y las pruebas correspondientes y previa exhibición de la responsiva que debe otorgar la persona física o moral que haya instalado los aparatos.

ARTICULO 62.—AUTORIZACION DE USO Y OCUPACION. Recibida la manifestación de terminación de obra, el Departamento ordenará una inspección para verificar el cumplimiento de los requisitos señalados en la licencia respectiva y si la construcción se ajustó a los planos arquitectónicos y demás documentos aprobados que hayan servido de base para el otorgamiento de la licencia.

El Departamento permitirá diferencias en la obra ejecutada con respecto al proyecto aprobado siempre que no se afecten las condiciones de seguridad, estabilidad, destino, servicio y salubridad; se respeten las restricciones indicadas en la constancia de alineamiento; las características autorizadas en la licencia respectiva; el número de niveles especificados y las tolerancias que fija este Reglamento.

Cuando la construcción cumpla con los requisitos señalados en este artículo, el Departamento autorizará su uso y ocupación.

ARTICULO 63.—MODIFICACIONES PROCEDENTES PARA AUTORIZAR EL USO Y OCUPACION DE LAS OBRAS. Si del resultado de la inspección a que se refiere el artículo anterior y del cotejo de la documentación correspondiente apareciera que la obra no se ajustó a la licencia y a los planos autorizados, el Departamento ordenará al propietario efectuar las modificaciones que fueren necesarias, y en tanto éstas no se ejecuten a satisfacción del propio Departamento, no autorizará el uso y ocupación de la obra.

ARTICULO 64.—OBRAS EJECUTADAS SIN LICENCIA. El Departamento estará facultado para ordenar la demolición parcial o total de una obra o la parte de ella que se haya realizado sin licencia, por haberse ejecutado en contravención a este Reglamento, independientemente de las sanciones que procedan.

Cuando se demuestre que la obra cumple con este Reglamento y los demás ordenamientos legales respectivos, así como con las disposiciones del Plan Director, el Departamento podrá conceder el registro de obra ejecutada al propietario, quien deberá sujetarse al siguiente procedimiento:

I.—Presentar solicitud de regularización y registro de la obra;

II.—Acompañar a la solicitud los documentos siguientes: Constancia de Alineamiento, Número Oficial, certificado de la instalación de toma de agua y de la conexión de albañal, planos arquitectónicos y estructurales por

cuadruplicado de la obra ejecutada y los demás documentos que este Reglamento y otras disposiciones exijan para la concesión de Licencia de Construcción, con la responsiva de un Director Responsable de Obra, de que cumple con este Reglamento; y,

III.- Recibida la documentación, el Departamento procederá a su revisión y en su caso, practicará una inspección a la obra que se trate y si de ella resultare que la misma cumple con los requisitos legales, reglamentarios y administrativos aplicables, y se ajusta a los documentos exhibidos con la solicitud de regularización y registro de obra, el Departamento autorizará su registro, previo pago de las sanciones y los derechos que establecen la Ley de Hacienda del Departamento del Distrito Federal y este Reglamento.

ARTICULO 65.—AUTORIZACION DE OPERACION. Para el establecimiento y funcionamiento de giros industriales, tales como fábricas, bodegas, talleres o laboratorios se requiere la autorización de operación previa inspección que practique el Departamento.

Dicha autorización se otorgará solamente si de la inspección resulta que el inmueble reúne las características de ubicación, de construcción y de operación que para esa clase de establecimientos o instalaciones exigen este Reglamento y las demás disposiciones relativas.

La autorización tendrá una vigencia de dos años y será revalidada por periodos iguales de tiempo, previa verificación de las autoridades competentes de que el inmueble satisface los requisitos exigidos en relación con el giro, equipo, maquinaria e instalaciones existentes en él.

TITULO TERCERO

Proyecto Arquitectónico

CAPITULO X

Generalidades

ARTICULO 66.—REQUISITOS GENERALES DE PROYECTO. Los proyectos para las edificaciones a que se refiere este Reglamento, deberán cumplir con las disposiciones aplicables de este Título.

Los edificios que se proyecten para 2 ó más de los usos que regula este Ordenamiento, deberán sujetarse, para cada uno de ellos, a lo que al respecto señalan los capítulos correspondientes.

ARTICULO 67.—APROBACION DE PROYECTOS. El Departamento revisará los proyectos arquitectónicos que le sean presentados para la obtención de licencias y aprobará aquellos que cumplan con las disposiciones legales vigentes.

En el proyecto arquitectónico de los edificios comerciales se incluirán las áreas necesarias para letreros, rótulos o cualquier otra clase de anuncio, así como para los anuncios que deban integrarse al propio inmueble, con sujeción a las disposiciones del Reglamento de Anuncios para el Distrito Federal.

ARTICULO 68.—VOLADIZOS Y SALIENTES. Los elementos arquitectónicos que constituyen el perfil de una fachada, tales como pilastras, cardineles y marcos de puertas y ventanas, situados a una altura menor de dos metros cincuenta centímetros sobre el nivel de banqueta, podrán sobresalir del alineamiento hasta diez centímetros. Estos mismos elementos situados a una altura mayor de dos metros cincuenta centímetros, podrán sobresalir del alineamiento hasta veinte centímetros como máximo.

Los balcones abiertos situados a una altura mayor de dos metros cincuenta centímetros podrán sobresalir del alineamiento hasta un metro, pero al igual que todos los elementos arquitectónicos deberán ajustarse a las restricciones sobre distancias a líneas de transmisión que señala el Reglamento de Obras e Instalaciones Eléctricas.

Cuando la acera tenga una anchura menor de un metro cincuenta centímetros, el Departamento fijará las dimensiones de los balcones y los niveles en que se puedan permitir.

Las marquesinas podrán sobresalir del alineamiento si ancho de la acera disminuído en un metro, pero sin exceder de un metro cincuenta centímetros; no deberán usarse como balcón cuando su construcción se proyecte sobre la vía pública. Todos los elementos de la marquesina deberán estar situados a una altura mayor de dos metros cincuenta centímetros sobre el nivel de banqueta.

ARTICULO 69.—VESTIBULOS. En las salas de espectáculos y en los centros de reunión, el área de los vestíbulos será por lo menos de 0.25 metros cuadrados por concurrente, debiendo quedar adyacente a la vía pública, por lo menos, la cuarta parte de dicha área. En templos y salas de espectáculos con asistencia variable, para los efectos de este artículo se calculará que corresponde un metro cuadrado de sala de reunión por concurrente.

ARTICULO 70.—ALTURA MAXIMA DE LAS EDIFICACIONES. Ningún punto de un edificio podrá estar a mayor altura que dos veces su distancia mínima a un plano virtual vertical que se localice sobre el alineamiento opuesto de la calle.

Para los predios que tengan frente a plazas y jardines, el alineamiento opuesto para los fines de este artículo se localizará a cinco metros hacia adentro de la guarnición de la acera opuesta.

La altura del edificio deberá medirse a partir de la cota media de la guarnición de la acera, en el tramo de calle correspondiente al frente del predio.

El Departamento podrá fijar otras limitaciones a la altura de los edificios en determinadas zonas, de acuerdo con los artículos 32, 33 y 34 de este Reglamento.

ARTICULO 71.—ALTURA MAXIMA DE EDIFICACIONES EN ESQUINAS DE CALLES CON ANCHURAS DIFERENTES. Cuando una edificación se encuentre ubicada en la esquina de dos calles con anchuras diferentes, la altura máxima de la edificación con frente a la calle angosta podrá ser igual a la correspondiente a la calle más ancha, hasta una distancia equivalente a dos veces el ancho de la calle angosta, medida a partir de la esquina, el resto de la edificación sobre la calle angosta tendrá como límite de altura el señalado en el artículo anterior.

CAPITULO XI

Espacios sin Construir

ARTICULO 72.—SUPERFICIE DESCUBIERTA. Los edificios deberán tener espacios descubiertos necesarios para lograr una buena iluminación y ventilación en los términos que se establecen en este Capítulo, sin que dichas superficies puedan ser techadas parcial o totalmente con volados, corredores, pasillos o escaleras.

ARTICULO 73.—DIMENSIONES DE LOS PATIOS DE ILUMINACION Y VENTILACION.

I.—Los patios para dar iluminación y ventilación naturales tendrán las siguientes dimensiones mínimas en relación con la altura de los paramentos verticales que los limiten:

a).—Para piezas habitables, comercios y oficinas:

Con altura hasta	Dimensión mínima
4.00 m.	2.50 m.
8.00 m	3.25 m.
12.00 m	4.00 m.

En casos de alturas mayores, la dimensión mínima del patio deberá ser igual a la tercera parte de la altura total del paramento vertical que lo limite. Si esta altura es variable se tomará el promedio.

b) Para otras piezas no habitables.

Con altura hasta	Dimensión mínima
4.00 m	2.00 m.
8.00 m	2.25 m
12.00 m.	2.50 m.

En el caso de alturas mayores, la dimensión mínima del patio deberá ser equivalente a la quinta parte de la altura total del paramento vertical que lo limite. Si esta altura es variable se tomará el promedio

II.—Se permitirán las siguientes tolerancias en las dimensiones mínimas de los patios indicados en la fracción I de este artículo en los casos que a continuación se citan:

a) Se autorizará la reducción hasta de un 15% en la dimensión mínima del patio en el sentido de la orientación Este-Oeste, y hasta una desviación de 45° sobre esta línea, siempre y cuando en el sentido transversal se incremente, cuando menos, en un 20% la dimensión mínima correspondiente;

b) En cualquier otra orientación se autorizará la reducción hasta de un 15% en una de las dimensiones mínimas del patio, siempre y cuando la dimensión opuesta tenga por lo menos vez y media la mínima correspondiente;

c) En el sentido perpendicular a los paños en que existan muros ciegos o ventanas de piezas no habitables, se autorizará la reducción hasta de un 15% en la dimensión mínima del patio, siempre y cuando en el otro sentido se incremente cuando menos en un 20% la dimensión mínima correspondiente; y,

d) En los patios exteriores cuyo lado menor esté abierto a la vía pública, se aplicarán las normas consignadas en el inciso b) de la fracción II de este precepto.

ARTICULO 74.—ILUMINACION Y VENTILACION. Las habitaciones destinadas a dormitorios, alcobas, salas o estancias tendrán iluminación y ventilación naturales por medio de vanos que den directamente a la vía pública o a superficies descubiertas que satisfagan los requisitos del artículo 73 de este Ordenamiento.

La superficie total de ventanas para iluminación, libre de obstrucción, será, por lo menos, de la quinta parte de la superficie del piso de la habitación

La superficie libre para ventilación será, cuando menos, de una tercera parte de la superficie mínima de iluminación.

Cualquier otro local deberá preferentemente contar con iluminación y ventilación naturales de acuerdo con estos mismos requisitos, pero se permitirá la iluminación por medios artificiales y la ventilación por los medios electromecánicos que se especifican respectivamente en los artículos 121 y 122 de este Reglamento

De conformidad con lo establecido en los artículos 851 y 852 del Código Civil, no se pueden tener ventanas, para asomarse, ni balcones u otros voladizos semejantes, sobre la propiedad del vecino, prolongándose más allá del límite que separa las heredades Tampoco pueden tenerse vistas de costado u oblicuas sobre la misma propiedad, si no hay un metro de distancia a la separación de las dos propiedades

ARTICULO 75.—ILUMINACION Y VENTILACION DE LOCALES BAJO MARQUESINAS O TECHUMBRES. Los locales, sean o no habitables cuyas ventanas queden ubicadas bajo marquesinas o techumbres, se considerarán iluminados y ventilados naturalmente cuando se encuentren retrotidos del paramento más cercano del patio de iluminación y ventilación o del de la fachada, en no más de 2.00 m contados a partir de la proyección vertical del extremo de la marquesina o de la techumbre, siempre y cuando se cumpla con lo señalado en el artículo 73 de este Reglamento. Cuando los locales se encuentren retrotidos a una distancia mayor, deberán ventilarse además por medios mecánicos.

CAPITULO XII

Circulaciones en las Construcciones

ARTICULO 76.—CIRCULACIONES La denominación de circulaciones comprende los corredores, túneles, pasillos, escaleras y rampas.

Las disposiciones generales relativas a cada uno de estos elementos, a las que deberán sujetarse todas las construcciones, se expresan en los artículos de este Capítulo; además, cada tipo especial de construcción deberá satisfacer los requisitos establecidos al respecto en el Capítulo correspondiente.

ARTICULO 77.—CIRCULACIONES HORIZONTALES Las características y dimensiones de las circulaciones horizontales deberán ajustarse a las siguientes disposiciones:

I.—Todos los locales de un edificio deberán tener salidas, pasillos, o corredores que conduzcan directamente a las puertas de salida o a las escaleras,

II.—El ancho mínimo de los pasillos y de las circulaciones para el público será de un metro veinte centímetros, excepto en interiores de viviendas unifamiliares y de oficinas, en donde podrá ser de noventa centímetros;

III.—Los pasillos y los corredores no deberán tener salientes, o tropezones que disminuyan su anchura, a una altura inferior a 2.50 m;

IV.—La altura mínima de los barandales, cuando se requieran, será de noventa centímetros y se construirán de manera que impidan el paso de niños a través de ellos. En el caso de edificios para habitación colectiva y escuelas de primera y segunda enseñanza, los barandales calados deberán ser solamente verticales, con excepción del pasamanos, y,

V.—Cuando los pasillos tengan escalones, deberán cumplir con las disposiciones sobre escaleras establecidas en el artículo 78 de este Reglamento.

ARTICULO 78.—ESCALERAS. Las escaleras de las construcciones deberán satisfacer los siguientes requisitos.

I.—Los edificios tendrán siempre escaleras que comuniquen todos sus niveles, aun cuando existan elevadores;

II.—Las escaleras serán en tal número que ningún punto servido del piso o planta se encuentre a una distancia mayor de veinticinco metros de alguna de ellas,

III.—Las escaleras en casas unifamiliares o en el interior de departamentos unifamiliares tendrán una anchura mínima de 0.90 m., excepto las de servicio, que podrán tener una anchura mínima de 0.60 m.

En cualquier otro tipo de edificio, la anchura mínima será de 1.20 m.

En los centros de reunión y salas de espectáculos, las escaleras tendrán una anchura mínima igual a la suma de las anchuras de las circulaciones a las que den servicio;

IV.—El ancho de los descansos deberá ser, cuando menos, igual a la anchura reglamentaria de la escalera;

V.—Sólo se permitirán escaleras compensadas y de caracol para casas unifamiliares y para comercios u oficinas con superficie menor de cien metros cuadrados,

VI.—La huella de los escalones tendrá un ancho mínimo de veinticinco centímetros y sus peraltes un máximo de dieciocho centímetros;

La dimensión de la huella se medirá entre las proyecciones verticales de dos narices contiguas.

Las medidas de los escalones deberán cumplir con la siguiente expresión.

$$61\ \text{cm.} \leq (2p + h) \leq 65\ \text{cm.}$$

En donde:

p Peralte del escalón en cm.

h Ancho de la huella en cm.

VII.—Las escaleras contarán con un máximo de trece peraltes entre descansos, excepto las compensadas o de caracol,

VIII.—En cada tramo de escalera las huellas serán todas iguales, la misma condición deberán cumplir los peraltes,

IX.—El acabado de las huellas serán antiderrapante, y,

X.—La altura mínima de los barandales, cuando sean necesarios, será de noventa centímetros, medidos a partir de la nariz del escalón y se construirán de manera que impidan el paso de niños a través de ellos. En el caso de edificios para habitación colectiva y escuelas de primera y segunda enseñanza, los barandales que sean calados deberán ser solamente de elementos verticales, con excepción del pasamanos.

ARTICULO 79.—RAMPAS. Las rampas para peatones en cualquier tipo de construcción deberán satisfacer los siguientes requisitos:

I.—Tendrán una anchura mínima igual a la suma de las anchuras reglamentarias de las circulaciones a que den servicio,

II.—La pendiente máxima será del 10%,

III.—Los pavimentos serán antiderrapantes; y,

IV.—La altura mínima de los barandales, cuando se requieran, será de noventa centímetros y se construirán de manera que impidan el paso de niños a través de ellos. En el caso de edificios para habitación colectiva y de escuelas de primera y segunda enseñanza los barandales calados deberán ser solamente de elementos verticales, con excepción del pasamanos.

CAPITULO XIII

Accesos y Salidas

ARTICULO 80.—GENERALIDADES. Todo vano que sirva de acceso, de salida o de salida de emergencia a un local lo mismo que las puertas respectivas, deberán sujetarse a las disposiciones de este Capítulo.

ARTICULO 81.—DIMENSIONES. La anchura de los accesos, salidas, salidas de emergencia y puertas que comuniquen con la vía pública, será siempre múltiplo de sesenta centímetros y el ancho mínimo será de 1.20 m. Para la determinación de la anchura necesaria, se considerará que cada persona puede pasar por un espacio de 0.60 m. en un segundo.

Se exceptúan de las disposiciones anteriores las puertas de acceso a casas habitación unifamiliares, a departamentos y oficinas ubicadas en el interior de edificios y a las aulas en edificios destinados a la educación, las que podrán tener una anchura libre mínima de 0.90 m. Asimismo, en estos edificios, las puertas interiores de comunicación o de áreas de servicio podrán tener una anchura libre mínima de 0.60 m.

ARTICULO 82.—ACCESOS Y SALIDAS EN SALAS DE ESPECTACULOS Y CENTROS DE REUNION. Los accesos que en condiciones normales sirvan también de salida, o a las salidas aparte de las consideradas como de emergencia a que se refiere el artículo 83 de este Reglamento, deberán permitir el desalojo del local en un máximo de tres minutos considerando las dimensiones indicadas en el artículo 81 de este propio Ordenamiento.

En caso de instalarse barreras en los accesos para el control de los asistentes, éstas deberán contar con dispositivos adecuados que permitan su abatimiento o eliminen de inmediato su oposición con el simple empuje de los espectadores, ejercido de adentro hacia afuera.

ARTICULO 83.—SALIDAS DE EMERGENCIA. Cuando la capacidad de los hoteles, casas de huéspedes, hospitales, centros de reunión, salas de espectáculos y espectáculos deportivos sea superior a cuarenta concurrentes o cuando el área de ventas de locales y centros comerciales sea superior a un mil metros cuadrados, deberán contar con salidas de emergencia que cumplan con los siguientes requisitos:

a) Deberán existir en cada localidad o nivel del establecimiento;

b) Serán en número y dimensiones tales que, sin considerar las salidas de uso normal, permitan el desalojo del local en un máximo de tres minutos;

c) Tendrán salida directa a la vía pública o lo harán por medio de pasillos con anchura mínima igual a la de la suma de las circulaciones que desemboquen en ellos; y,

d) Estarán libres de toda obstrucción y en ningún caso tendrán acceso o cruzarán a través de locales de servicio tales como cocinas, bodegas y otros similares.

ARTICULO 84.—SEÑALAMIENTO. Las salidas de hoteles, casas de huéspedes, hospitales, centros de reunión, salas de espectáculos, espectáculos deportivos, locales y centros comerciales que requieran salidas de emergencia de acuerdo con lo que establece el artículo 83 de este Reglamento, deberán señalarse mediante letreros con los textos "salida" o "salida de emergencia", según el caso, y flechas o símbolos luminosos, que indiquen la ubicación y dirección de las salidas. Los textos y figuras deberán ser claramente visibles desde cualquier punto del área a la que sirvan y estarán iluminados en forma permanente, aunque se llegare a interrumpir el servicio eléctrico general.

ARTICULO 85.—PUERTAS. Las puertas de las salidas o de las salidas de emergencia de hoteles, casas de huéspedes, hospitales, centros de reunión, salas de espectáculos, espectáculos deportivos, locales y centros comerciales, deberán satisfacer los siguientes requisitos:

a.—Siempre serán abatibles hacia el exterior sin que sus hojas obstruyan pasillos o escaleras;

b.—El claro que dejen libre las puertas al abatirse no será en ningún caso menor que la anchura mínima que fija el artículo 81 de este Reglamento;

c.—Contarán con dispositivos que permitan su apertura con el simple empuje de los concurrentes;

d.—Cuando comuniquen con escaleras, entre la puerta y el peralte inmediato, deberá haber un descanso con una longitud mínima de 1.20 m.; y,

e.—No habrá puertas simuladas ni se colocarán espejos en las puertas.

CAPITULO XIV

Previsiones Contra Incendio

ARTICULO 86.—GENERALIDADES. Las edificaciones deberán contar con las instalaciones y los equipos requeridos para prevenir y combatir los incendios y observar las medidas de seguridad que más adelante se señalan.

Los equipos y sistemas contra incendio deberán mantenerse en condiciones de funcionar en cualquier momento, para lo cual deberán ser revisados y probados periódicamente. El propietario llevará un libro donde registrará los resultados de estas pruebas y lo exhibirá al H. Cuerpo de Bomberos de la Ciudad de México a solicitud del mismo.

El Cuerpo de Bomberos tendrá la facultad de exigir en cualquier edificación las instalaciones o equipos especiales que juzgue necesarios además de los señalados en este Capítulo.

Los centros de reunión, escuelas, hospitales, industrias, instalaciones deportivas o recreativas, locales comerciales con superficie mayor de 1,000 m2., centros comerciales, laboratorios donde se manejen productos químicos, así como en edificios con altura mayor de diez niveles sobre el nivel de banqueta, deberán revalidar anualmente el Visto Bueno del Cuerpo de Bomberos.

Para los efectos de este Reglamento y de sus Normas Técnicas Complementarias, se considerará como material a prueba de fuego, el que resista, por un mínimo de una hora, el fuego directo sin producir flama o gases tóxicos o explosivos.

ARTICULO 87.—PREVENCIONES CONTRA INCENDIO DE ACUERDO CON LA ALTURA Y SUPERFICIE DE LAS EDIFICACIONES.

I.—Los edificios con altura hasta de 15.00 m., con excepción de los edificios unifamiliares, deberán contar en cada piso con extinguidores contra incendio del tipo adecuado, colocados en lugares fácilmente accesibles y con señalamientos que indiquen su ubicación de tal manera que su acceso, desde cualquier punto del edificio, no se encuentre a mayor distancia de 30.00 m.

II.—Los edificios o conjuntos de edificios en un predio con altura mayor de 15.00 m., así como los comprendi-

dos en la fracción anterior, cuya superficie construida en un solo cuerpo sea mayor de 4,000 m2, deberán contar además, con las siguientes instalaciones y equipo.

a) Pozos de incendio en la cantidad, las dimensiones y ubicación que fije el Cuerpo de Bomberos,

b) Tanques o cisternas para almacenar agua en proporción de 5 litros por metro cuadrado con techo, reservada exclusivamente a surtir a la red interna para combatir incendios La capacidad mínima para este efecto será de 20 000 litros,

c) Dos bombas automáticas, una eléctrica y otra con motor de combustión interna, exclusivamente para surtir con la presión necesaria al sistema de mangueras contra incendio,

d) Una red hidráulica para alimentar directa y exclusivamente las mangueras contra incendio, dotada de toma siamesa de 64 mm de diámetro con válvula de no retorno en ambas entradas, 7.5 cuerdas por cada 25 mm., cople movible y tapón macho Se colocará por lo menos una toma de este tipo en cada fachada y en su caso una a cada 90 metros lineales de fachada, y se ubicará al paño del alineamiento a un metro de altura sobre el nivel de la banqueta Estará equipada con válvula de no retorno de manera que el agua que se inyecte por la toma no penetre a la cisterna;

e) En cada piso, gabinetes con salidas contra incendio dotadas con conexiones para mangueras las que deberán ser en número tal que cada manguera cubra un área de 30 m de radio y su separación no sea mayor de 60 m. Uno de los gabinetes estará lo más cercano posible a los cubos de las escaleras;

f) Las mangueras deberán ser de 38 mm. de diámetro de material sintético, conectadas adecuadamente a la toma y colocarse plegadas para facilitar su uso. Estarán provistas de chiflones de neblina, y,

g) Deberán instalarse los reductores de presión necesarios para evitar que en cualquier toma de salida para mangueras de 38 mm. se exceda la presión de 4 2 kg/cm2

III —Los edificios con altura mayor de 60 m. deberán contar en la azotea con un área adecuada, cuyas dimensiones mínimas sean de 10 x 10 m. que deberá permanecer libre permanentemente, para que en caso de emergencia pueda aterrizar en ella un helicóptero.

ARTICULO 88—EXTINGUIDORES Los extinguidores deberán ser revisados cada año, debiendo señalarse en los mismos la fecha de la última revisión y carga y la de su vencimiento.

Después de haberse usado un extinguidor, deberá ser recargado de inmediato y colocado de nuevo en su lugar.

El acceso a los extinguidores deberá mantenerse libre de obstrucciones.

ARTICULO 89—MANGUERAS CONTRA INCENDIO Las mangueras contra incendio deberán estar debidamente plegadas y conectadas permanentemente a las tomas. Su presión deberá probarse cuando menos cada 120 días, salvo indicación contraria del Cuerpo de Bomberos Después de uso o de la prueba deberán escurrirse, y ya secas acomodarse nuevamente en su gabinete.

Se deberá tener en la bodega de la edificación el número suficiente de mangueras de repuesto, según lo señale el mismo Cuerpo.

ARTICULO 90—SISTEMA HIDRAULICO. Deberá vigilarse que en todos los sistemas de tuberías contra incendio la presión requerida se mantenga en forma ininterrumpida

ARTICULO 91—PRUEBA DEL EQUIPO DE BOMBEO. Los equipos de bombeo deberán probarse por lo menos semanalmente, bajo las condiciones de presión normal, por un mínimo de 3 minutos, utilizando para ello los dispositivos necesarios para no desperdiciar el agua.

ARTICULO 92—PRESION DEL AGUA Y PRUEBA DE MANGUERAS La presión del agua en la red contra incendio, deberá mantenerse entre 2 5 y 4 2 kg/cm2, probándose en primer término simultáneamente las dos tomas de mangueras más altas y, a continuación las dos más alejadas del abastecimiento, manteniendo todo el tiempo las válvulas completamente abiertas, por lo menos, durante tres minutos.

Estas pruebas deberán hacerse por lo menos cada 120 días y se harán con manómetros y dispositivos que impidan el desperdicio del agua.

ARTICULO 93—PREVENCIONES PARA INSTALACIONES INDUSTRIALES En los locales donde se manejen productos químicos inflamables, en los destinados a talleres eléctricos y en los ubicados en la proximidad de líneas de alta tensión, quedará prohibido el uso de agua para combatir incendios, por su peligrosidad en estos casos.

ARTICULO 94—SISTEMAS DE ALARMA Las construcciones con altura superior a diez niveles sobre el nivel de banqueta dedicadas a comercios, oficinas, hoteles, hospitales o laboratorios, deberán contar, además de las instalaciones y dispositivos señalados en este Capítulo, con sistemas de alarma visuales y sonoros independientes entre sí.

Los tableros de control de estos sistemas deberán localizarse en lugares visibles desde las áreas de trabajo del edificio y su número, al igual que el de los dispositivos de alarma será fijado por el H Cuerpo de Bomberos

El funcionamiento de los sistemas de alarma contra incendio, deberá ser probado, por lo menos, cada 60 días.

ARTICULO 95—PRECAUCIONES DURANTE LA EJECUCION DE LAS OBRAS Durante las diferentes etapas de la construcción de cualquier obra, deberán tomarse las precauciones necesarias para evitar los incendios y, en su caso, para combatirlos mediante el equipo de extinción adecuado.

Esta protección deberá proporcionarse tanto al área ocupada por la obra en sí, como a las colindancias, bodegas, almacenes y oficinas.

El equipo de extinción deberá ubicarse en lugares de fácil acceso, y se identificará mediante señales, letreros o símbolos claramente visibles.

ARTICULO 96.—PROTECCION A ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE ACERO. Los elementos estructurales de acero en edificios de más de cinco niveles deberán protegerse por medio de recubrimientos a prueba de fuego.

En los niveles destinados a estacionamiento será necesario colocar protecciones a estos recubrimientos para evitar que sean dañados por los vehículos.

ARTICULO 97.—PROTECCION A ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE MADERA. Los elementos estructurales de madera se protegerán por medio de retardantes al fuego o de recubrimientos de asbesto o de materiales aislantes similares de no menos de 6 mm. de espesor.

Además, cuando estos elementos se localicen cerca de instalaciones sujetas a altas temperaturas, tales como tiros de chimeneas, campanas de extracción o ductos que puedan conducir gases a más de 80° C., deberán distar de los mismos un mínimo de 60 cms.

En el espacio comprendido entre los elementos estructurales y dichas instalaciones, deberá permitirse la circulación del aire para evitar temperaturas superiores a 80° C.

ARTICULO 98.—MUROS EXTERIORES. Los muros exteriores de una edificación se construirán con materiales a prueba de fuego, de manera que se impida la posible propagación de un incendio de un piso al siguiente o a las construcciones vecinas.

Las fachadas de cortina, sea cual fuere el material de que estén hechas, deberán construirse en forma tal que cada piso quede aislado totalmente por medio de elementos a prueba de fuego.

ARTICULO 99.—MUROS INTERIORES. Los muros que separen las áreas correspondientes a distintos departamentos o locales, o que separen las áreas de habitación o de trabajo de las circulaciones generales se construirán con materiales a prueba de fuego.

Los muros cubrirán todo el espacio vertical comprendido entre los elementos estructurales de los pisos contiguos, sin interrumpirse en los plafones, en caso de existir éstos.

ARTICULO 100.—CORREDORES Y PASILLOS. Los corredores y pasillos que den salida a viviendas, oficinas, aulas, centros de trabajo, estacionamientos y otros similares, deberán aislarse de los locales circundantes por medio de muros y puertas a prueba de fuego.

ARTICULO 101.—RAMPAS Y ESCALERAS. Las escaleras y las rampas de edificios que no sean unifamiliares, deberán construirse con materiales incombustibles.

En edificios con altura superior a cinco niveles, las escaleras que no sean exteriores o abiertas, deberán aislarse de los pisos a los que sirvan por medio de vestíbulos con puertas que se ajusten a lo dispuesto en el artículo 102 de este Reglamento.

ARTICULO 102.—PUERTAS. En las edificaciones no unifamiliares, las puertas de acceso a escaleras o a salidas generales, se construirán con materiales a prueba de fuego. En ningún caso su ancho libre será inferior a 0.90 m. ni su altura menor de 2.05 m. Estas puertas abrirán hacia afuera en el sentido de la circulación de salida, al abrirse no deberán obstruir las circulaciones ni los descansos de rampas o escaleras y deberán contar con un dispositivo automático para cerrarlas.

ARTICULO 103.—CUBOS DE ESCALERAS. Las escaleras en cada nivel estarán ventiladas permanentemente a fachadas o a cubos de luz por medio de vanos cuya superficie no será menor del 10% de la planta del cubo de la escalera.

Cuando las escaleras se encuentren en cubos cerrados, deberá construirse adosado a ellos un ducto de extracción de humos, cuya área en planta sea proporcional a la del cubo de la escalera y que sobresalga del nivel de azotea 1.5 m. como mínimo. Este ducto se calculará conforme a la siguiente función.

$$A = \frac{hs}{200}$$

En donde:

A: área en planta del ducto, en metros cuadrados.

h: altura del edificio, en metros.

s: área en planta del cubo de la escalera, en metros cuadrados.

En este caso, el cubo de la escalera no estará ventilado al exterior en su parte superior para evitar que funcione como chimenea, sin embargo, podrá comunicarse con la azotea por medio de una puerta que cierre herméticamente en forma automática y abra hacia afuera, la cual no tendrá cerradura de llave. La ventilación de estos cubos se hará por medio de vanos en cada nivel con persianas fijas inclinadas con pendiente ascendente hacia los ductos de extracción cuya superficie no será menor del 5% ni mayor del 8% de la planta del cubo de la escalera.

ARTICULO 104.—ELEVADORES Y MONTACARGAS. Los cubos de elevadores y de montacargas estarán construidos con materiales incombustibles.

ARTICULO 105.—DUCTOS DE INSTALACIONES. Los ductos para instalaciones, excepto los de retorno de aire acondicionado, se prolongarán y ventilarán sobre la azotea más alta a que tengan acceso. Las puertas o registros serán de materiales a prueba de fuego, y deberán cerrarse automáticamente.

Los ductos de retorno de aire acondicionado estarán protegidos en su comunicación con los plafones que actúen como cámaras plenas por medio de compuertas o persianas provistas de fusibles y construidas en forma tal que se cierren automáticamente bajo la acción de temperaturas superiores a 60° C.

ARTICULO 106.—TIROS O TOLVAS. Los tiros o tolvas para conducción de materiales diversos, ropa, desperdicios o basura, se prolongarán y ventilarán hacia el exterior. Sus compuertas o buzones deberán ser capaces de evitar el paso de fuego o de humo de un piso a otro del edificio y se construirán con materiales a prueba de fuego.

Los depósitos de basura, papel, trapos o ropa, roperías de hoteles, hospitales, etc., estarán protegidos por medio de aspersores de agua contra incendio de acción automática en caso de incendio exceptuando los depósitos de sólidos, líquidos o gases combustibles, para cuyo caso el H. Cuerpo de Bomberos determinará lo conducente.

ARTICULO 107.—PROTECCION A RECUBRIMIENTOS INTERIORES Y ENCORADOS. Se requerirá el visto bueno del H. Cuerpo de Bomberos para emplear recubrimientos y encorados inflamables en las circulaciones generales y en las zonas de concentración de personas dentro de las edificaciones con altura mayor de cinco niveles así como en los centros de reunión.

En los locales de los edificios destinados a estacionamiento de vehículos, quedarán prohibidos los acabados o decoraciones a base de materiales inflamables, así como el almacenamiento de líquidos o materias inflamables o explosivas.

ARTICULO 108.—CANCELES. En la subdivisión interior de áreas que pertenezcan a un mismo departamento o local, se podrán emplear canceles con una resistencia al fuego inferior a la sencillada para muros interiores divisorios, siempre que no produzcan gases tóxicos o explosivos bajo la acción del fuego.

ARTICULO 109.—PLAFONES.—Los plafones y sus elementos de suspensión y sustentación se construirán exclusivamente con materiales a prueba de fuego.

En el caso de plafones falsos, ningún espacio comprendido entre el plafón y la losa se comunicará directamente con cubos de escaleras o de elevadores.

ARTICULO 110.—CHIMENEAS. Las chimeneas deberán proyectarse de tal manera que los humos y gases sean conducidos por medio de un ducto directamente al exterior en la parte superior de la edificación. Se diseñarán de tal forma que periódicamente puedan ser deshollinadas y limpiadas.

Los materiales inflamables que se utilicen en la construcción o que se coloquen en ella como elementos decorativos, estarán a no menos de 60 centímetros de las chimeneas y en todo caso, dichos materiales se aislarán por medio de asbesto o elementos equivalentes en cuanto a resistencia al fuego.

ARTICULO 111.—CAMPANAS. Las campanas de estufas o fogones excepto en viviendas unifamiliares, estarán protegidas por medio de filtros de grasa entre la boca de la campana y su unión con la chimenea y por sistemas contra incendio de operación automática o manual.

ARTICULO 112.—PAVIMENTOS. En los pavimentos de las áreas de circulaciones generales de edificios, se emplearán únicamente materiales a prueba de fuego.

ARTICULO 113.—PREVENCIONES EN ESTACIONAMIENTOS. Los edificios e inmuebles destinados a estacionamientos de vehículos deberán contar, además de las protecciones señaladas en este Capítulo, con areneros de 200 litros de capacidad colocados cada 10 m., en lugares accesibles y con señalamientos que indiquen su ubicación. Cada arenero deberá estar equipado con una pala.

No se permitirá el uso de materiales combustibles e inflamables en ninguna construcción o instalación de los estacionamientos.

ARTICULO 114.—CASOS NO PREVISTOS. Los casos no previstos en este Capítulo, quedarán sujetos a las disposiciones que al efecto dicte el H. Cuerpo de Bomberos.

CAPITULO XV

Instalaciones Hidráulicas y Sanitarias

ARTICULO 115.—GENERALIDADES. Las instalaciones hidráulicas y sanitarias de las construcciones y predios en uso deberán cumplir con las disposiciones de este Capítulo y con los ordenamientos que se señalan para cada caso específico.

Deberán cumplir también con las demás disposiciones legales sobre la materia.

ARTICULO 116.—ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE. Las edificaciones deberán estar provistas de instalaciones de agua potable para abastecer los muebles sanitarios y satisfacer la demanda mínima necesaria. Cuando se instalen tinacos, estos deberán ser de tal forma que se evite la sedimentación en ellos.

La capacidad de los depósitos se estimará de la siguiente manera:

I.—En el caso de edificios destinados a habitación, cuarenta cincuenta litros por cada habitante;

II.—En los centros de reunión y salas de espectáculos seis litros por asistente o espectador; y

III.—En los edificios para espectáculos deportivos, dos litros por espectador.

ARTICULO 117.—DESAGUES Y FOSAS SEPTICAS. Las edificaciones y los predios en uso deberán estar provistos de instalaciones que garanticen el drenaje eficiente de aguas negras y pluviales con las siguientes características:

I.—Los techos, balcones, voladizos, terrazas, marquesinas y en general cualquier saliente, deberán drenarse de manera que se evite la caída y escurrimiento del agua sobre la acera o a predios vecinos, de conformidad con lo establecido en el artículo 853 del Código Civil;

II.—Las aguas negras y las aguas pluviales deberán ser conducidas por medio de tuberías al drenaje interno y al colector de la vía pública. Igualmente deberá conducirse el agua proveniente de los pisos pavimentados de patios y estacionamientos;

III.—En caso de que el nivel de salida de aguas negras o de lluvia de una construcción o predio esté más abajo del nivel del colector de la vía pública, deberá proveerse de un cárcamo con equipo de bombeo de capacidad adecuada y válvulas de no retorno que impidan el regreso de las aguas al drenaje de la construcción, o su paso al predio;

IV.—De no existir servicio público de albañales, las aguas negras deberán conducirse a una fosa séptica de la capacidad adecuada cuya salida esté conectada a un campo de filtración o a un pozo de absorción. Las aguas de lluvia, las aguas jabonosas y las de limpieza se conduci-

rán por tuberías independientes de las de aguas negras al campo de filtración o al pozo de absorción;

V.—Todo albañal tendrá por lo menos quince centímetros de diámetro con las pendientes necesarias para garantizar el escurrimiento sin dejar azolve, y será impermeable; y,

VI.—Los albañales tendrán cajas de registro con dimensiones mínimas de cuarenta por sesenta centímetros localizadas, cuando menos, a diez metros de distancia entre sí.

ARTICULO 118.—SERVICIOS SANITARIOS. Las casas, edificios, centros de reunión, lugares públicos, instalaciones deportivas, estacionamientos y predios para casas rodantes, deberán contar con servicios sanitarios suficientes e higiénicos.

Los servicios sanitarios deberán tener pisos impermeables y antideslizantes, convenientemente drenados.

Los muros en la zona húmeda deberán tener recubrimientos de material impermeable con altura mínima de un metro ochenta centímetros.

En los lugares a los que asista el público se contará con servicios separados para hombres y mujeres. El acceso a éstos se hará de tal forma que se impida la vista directa de cualquiera de los muebles sanitarios al abrir la puerta.

CAPITULO XVI

Instalaciones Eléctricas, Mecánicas y Especiales

ARTICULO 119.—NORMAS PARA LAS INSTALACIONES. Sólo podrán construirse las instalaciones mecánicas, eléctricas, de ventilación, aire acondicionado, neumáticas, de gas, de seguridad y similares que estén proyectadas de conformidad con las normas establecidas por la Secretaría de Industria y Comercio, la Secretaría de Salubridad y Asistencia y la Secretaría del Trabajo y Previsión Social, y acordes con las demás disposiciones legales vigentes. El propietario estará obligado a conservarlas en condiciones de proporcionar permanentemente servicio seguro y eficiente.

ARTICULO 120.—NIVELES DE ILUMINACION. Los edificios e instalaciones especiales deberán estar dotados de los dispositivos necesarios para proporcionar los siguientes niveles mínimos de iluminación en luces:

I.—Edificios para habitación:	
Circulaciones	30
II.—Edificios para comercio y oficinas:	
Circulaciones	30
Vestíbulos	125
Oficinas	300
Comercios	300
Sanitarios	75
Elevadores	100
III.—Edificios para la educación:	
Circulaciones	100
Salones de clase	150
Salones de dibujo	300
Salones de costura iluminación localizada	300
Sanitarios	75
IV.—Instalaciones deportivas:	
Circulaciones	100
Sanitarios	75
V.—Baños:	
Circulaciones	100
Baños y sanitarios	100
VI.—Hospitales:	
Circulaciones	100
Salas de espera	125
Salas de encamados	60
Consultorios y Salas de curación	300
Sanitarios	75
Emergencia en consultorios y Salas de curación	300
VII.—Inmuebles para establecimientos de hospedaje:	
Habitaciones	60
Circulaciones	100
Sanitarios	75
VIII.—Industrias:	
Circulaciones	100
Areas de trabajo	300
Sanitarios	75
Comedores	150
IX.—Salas de espectáculos:	
Circulaciones	100
Vestíbulos	150
Salas de descanso	50
Salas durante la función	1
Salas durante los intermedios	50
Emergencia en la sala	5
Emergencia en las circulaciones y en los sanitarios	30
Sanitarios	75
X.—Centros de reunión:	
Circulaciones	100
Cabarets	30
Restaurantes	50
Cocinas	200
Sanitarios	75
Emergencia en las salas	5
Emergencia en las circulaciones y en los sanitarios	30
XI.—Edificios para espectáculos deportivos:	
Circulaciones	100
Emergencia en circulaciones y sanitarios	30
Sanitarios	75
XII.—Templos:	
Altar y retablos	100
Nave principal	100
Sanitarios	75
XIII.—Estacionamientos:	
Entrada	150
Espacio para circulación	75
Espacio para estacionamiento	30
Sanitarios	75
XIV.—Gasolinerías:	
Acceso	15
Area bombas de gasolina	200

Area de servicio	30
Sanitarios	75
XV.—Ferias y aparatos mecánicos	
Circulaciones	100
Sanitarios	75

Para otros tipos de locales o actividades se deben considerar las disposiciones que marca el Reglamento de Obras Eléctricas así como las que emanen de otros ordenamientos legales vigentes

Para evitar el deslumbramiento por exceso de iluminación, no existirán zonas iluminadas contra fondos oscuros y en los locales se tendrá una iluminación general cuyo contraste con el campo visual no sea mayor de tres a uno.

Cuando se utilicen lámparas de vapor de mercurio, cuarzo o reflectores de luz incandescente se evitará el deslumbramiento directo o reflejado debido a la colocación de dichas lámparas en techos bajos o salas de dimensiones largas o con paredes brillantes

El brillo permitido en zonas de trabajo severo y prolongado no excederá de 0 25 lamberts; para lámparas con visión de línea directa, el brillo no será superior a 0 5 lamberts.

ARTICULO 121.—INSTALACIONES ELECTRICAS DE EMERGENCIA Los edificios destinados a hospitales, salas de espectáculos, centros de reunión o espectáculos deportivos que cuenten con iluminación artificial, deberán estar dotados con sistemas de iluminación de emergencia con encendido automático y con capacidad suficiente para iluminar pasillos, salidas, vestíbulos, sanitarios, salas de concurrentes y de curaciones, letreros indicadores de salidas de emergencia, conforme a los niveles de iluminación de emergencia señalados en este Reglamento. Estos sistemas deberán probarse por lo menos semanalmente, y el propietario llevará un libro donde registrará los resultados de estas pruebas y lo exhibirá a las autoridades del Departamento cuando así lo soliciten.

Estas instalaciones cumplirán también con las disposiciones legales reglamentarias y administrativas vigentes sobre la materia

ARTICULO 122.—VENTILACION ARTIFICIAL Las construcciones que no cumplan con las características de ventilación natural señaladas en este Reglamento, deberán contar con ventilación artificial con capacidad suficiente para renovar, por lo menos, diez veces el volumen de aire por hora

Los dormitorios deberán cumplir siempre con los requisitos mínimos de ventilación natural establecidas en el artículo 74 de este Reglamento.

ARTICULO 123.—ELEVADORES Y DISPOSITIVOS PARA TRANSPORTACION VERTICAL.

I.—Se considerarán equipos y dispositivos para transportación vertical los elevadores para pasajeros, los elevadores para carga, las escaleras eléctricas y otros similares, los que deberán cumplir los siguientes requisitos, incluyendo sus elementos de sujeción, anclaje y sustentación.

a.—Se deberá indicar claramente la carga útil máxima del elevador por medio de un aviso dentro de la cabina No se permitirá exceder esta carga, excepto para el caso del ensayo previo a su funcionamiento normal, el cual se efectuará con una carga igual al doble de la carga indicada;

b.—Los cables y los elementos mecánicos deberán tener la resistencia necesaria para soportar el doble de la carga útil de operación, y,

c.—Los propietarios estarán obligados a proporcionar el servicio adecuado de mantenimiento, conservación y funcionamiento, para lo cual deberán efectuarse revisiones periódicas.

II.—Elevadores para Pasajeros

Cuando la altura del nivel del piso superior de un inmueble sea mayor de 13 m. y menor de 24 m. contados a partir del nivel inferior, se requerirá instalar, cuando menos, un elevador y cuando dicha altura exceda de 24 m. el número mínimo de elevadores será de dos.

No se tomarán en cuenta para estas alturas los niveles de estacionamiento cuando se encuentren en sótanos y los cuartos de servicio ubicados en el nivel superior.

En todos los casos en que se requieran elevadores, el número, la capacidad y velocidad de estos quedarán consignados en una memoria de cálculo de tráfico de elevadores que, elaborada por un Ingeniero Mecánico o Mecánico Electricista Director Responsable de Obra, deberá anexarse a la solicitud de licencia de construcción del edificio

Dicha memoria deberá prepararse de acuerdo con las siguientes bases:

a.—La capacidad de manejo del o de los elevadores en un período de 5 minutos, debe ser igual o mayor al 10% de la población del edificio; y,

b.—El tiempo de espera por parte de los pasajeros en los vestíbulos no debe exceder de 150 segundos

En edificios para habitación, la población se establecerá considerando 1 85 personas por recámara.

En los edificios de Oficinas, la población se establecerá considerando una densidad de una persona por cada [illegible] m2. de área rentable

En edificios de hoteles, la población se establecerá considerando una densidad de 1 5 personas por cuarto de huéspedes, tomando en cuenta, además, la aportación de bares, clubes nocturnos, salas de conferencias y otros locales similares.

En edificios para hospitales, la población se establecerá considerando 2 personas por cama

Toda edificación destinada a hospital con dos o más niveles considerados a partir del nivel de la acera, deberá contar con servicios de elevadores de pasajeros especiales para hospitales.

III.—Elevadores de carga.

Para carga normal, la carga de régimen debe basarse en un mínimo de 250 kg. de carga útil por cada metro cuadrado de área neta interior de la plataforma.

Para transporte de autos (monta-automóviles), la carga de régimen debe basarse en un mínimo de 150 kg. de carga útil por cada metro cuadrado de área neta interior de la plataforma.

IV.—Escaleras Eléctricas

Las escaleras eléctricas pueden tener ángulos de inclinación hasta de 35° y la velocidad de viaje puede ser de 0.30 m./seg. hasta 0.60 m./seg.

Los cálculos de las capacidades se harán con la siguiente tabla:

Ancho entre Pasamanos	Personas por escalón	Velocidad 0.30 m/seg	Velocidad 0.60 m/seg
0.81 m	1.25	5000 personas/hora	6700 personas/hora
1.12 m	1.60	7200 personas/hora	9700 personas/hora

V.—Dispositivos de seguridad.

Los elevadores y dispositivos para transportación vertical contarán con los elementos de seguridad para proporcionar el máximo de protección al transporte de pasajeros y de carga.

ARTICULO 124.—CALDERAS, CALENTADORES Y SIMILARES. Las instalaciones de calderas, calentadores y aparatos similares, así como la de sus accesorios se harán de manera que no causen molestias, contaminen el ambiente ni pongan en peligro a las personas.

Deberán sujetarse a las disposiciones legales, reglamentarias y administrativas de la materia.

ARTICULO 125.—PREPARACION PARA RED TELEFONICA. Deberán dejarse registros, ductos y preparaciones para instalaciones telefónicas en los edificios con más de tres departamentos, en comercios u oficinas con área superior a 300 m2., en industrias o bodegas con más de 500 m2., en casas de huéspedes, en hoteles, en hospitales o clínicas, en escuelas con más de tres aulas, en salas de espectáculos, en edificios para espectáculos deportivos, en clubs deportivos o sociales y en cualquier otra edificación cuya superficie construida sea mayor de 1000 m2. Estas instalaciones tendrán un registro con dimensiones mínimas de 60 x 90 cm. x 60 cm. de profundidad que se ubicará en la vía pública a 30 cm. del paramento exterior de la construcción; de este partirá un tubo de asbesto cemento, o de material igualmente flexible y resistente, de 10 cm. de diámetro como mínimo que comunique con la tubería interior de las edificaciones; esta tubería cambiará de tamaño en función al número de servicios requeridos, para lo cual deberán observarse las Especificaciones y Normas de Teléfonos de México, S. A.

Los registros interiores se colocarán en lugares de fácil acceso, a 60 cm. de altura sobre el nivel del piso y alejados de alimentaciones eléctricas por lo menos 1.50 m.

Cuando se trate de conjuntos habitacionales o de condominios horizontales, así como lo relacionado con las características de los registros de distribución deberán apegarse al Manual de Especificaciones y Normas de Teléfonos de México, S. A.

ARTICULO 126.— BUZONES. Los edificios que se construyan en el Distrito Federal, deberán disponer por lo menos, de un buzón para recibir el correo.

CAPITULO XVII

Visibilidad en espectáculos

ARTICULO 127.—GENERALIDADES. Los locales destinados a salas de espectáculos o a la celebración de espectáculos deportivos, deberán construirse en tal forma que todos los espectadores cuenten con la visibilidad adecuada, de modo que puedan apreciar la totalidad del área en que se desarrolle el espectáculo.

ARTICULO 128.—CALCULO DE LA ISOPTICA. La visibilidad se calculará mediante el trazo de isópticas a partir de una constante k equivalente a la diferencia de niveles, comprendida entre el ojo de una persona y la parte superior de la cabeza del mismo. Esa constante tendrá un valor mínimo de doce centímetros.

Podrá optarse por cualquier método de trazo, siempre y cuando se demuestre que la visibilidad obtenida cumpla con el requisito mencionado en el párrafo anterior y en el artículo que precede.

Para calcular el nivel de piso en cada fila de espectadores se considerará que la distancia entre los ojos y el piso es de un metro diez centímetros en los espectadores sentados y de un metro cincuenta y tres centímetros en los espectadores de pie.

ARTICULO 129.—CALCULO DE ISOPTICAS EN TEATROS Y ESPECTACULOS DEPORTIVOS. Para el cálculo de isópticas en teatros, en espectáculos deportivos y en cualquier local en que el espectáculo se desarrolle sobre un plano horizontal, deberá preverse que el nivel de los ojos de los espectadores no podrá ser inferior, en ninguna fila, al del plano en que se desarrolle el espectáculo y el trazo de la isóptica deberá hacerse a partir del punto extremo del proscenio, cancha, límite más cercano a los espectadores, o del punto cuya observación sea más desfavorable.

ARTICULO 130.—CALCULO DE ISOPTICAS EN CINES. En los locales destinados a exhibiciones cinematográficas, el ángulo vertical formado por la visual del espectador y una línea normal a la pantalla en el centro de la misma, no deberá exceder de 30°.

El punto base para el trazo de la isóptica no deberá quedar más alto que el extremo inferior de la pantalla.

ARTICULO 131.—DATOS QUE DEBERA CONTENER EL PROYECTO. Deberán anexarse al proyecto los planos de las isópticas y los cuadros del cálculo correspondientes, que deberán incluir:

a) La ubicación y nivel de o de los puntos base o más desfavorables para el cálculo de la visibilidad, la distancia en plano entre estos y la primera fila de espectadores, y las distancias entre cada fila sucesiva;

b) Los niveles de los ojos de los espectadores en cada fila con respecto al punto de base del cálculo;

c) Los niveles de piso correspondientes a cada fila de espectadores, con aproximación de medio centímetro, para facilitar la construcción de los mismos; y,

d) La magnitud de la constante k empleada.

ARTICULO 132—TRAZO DE LA ISOPTICA MEDIANTE PROCEDIMIENTO MATEMATICO Para la obtención del trazo de la isoptica por medios matemáticos, deberá aplicarse la siguiente formula

$$h' = \frac{d' (h + k)}{d}$$

En la cual h' es igual a la altura de los ojos de los espectadores en cada fila sucesiva con respecto al punto base para el trazo,

d' es igual a la distancia horizontal de los mismos espectadores al punto base para el trazo,

h es igual a la altura de los ojos de los espectadores de la fila anterior a la que se calcula con respecto al punto base para el trazo,

k es la constante que se indica en el artículo 128 de este Reglamento, y,

d es igual a la distancia horizontal al punto base para el trazo, de los espectadores ubicados en la fila anterior a la que se calcula.

El trazo de los niveles de piso se hará como se indica en el artículo 128 de este Ordenamiento.

CAPITULO XVIII

Edificios para habitación

ARTICULO 133—PIEZAS HABITABLES Y NO HABITABLES Para los efectos de este Reglamento, se considerarán piezas habitables los locales que se destinen a salas, estancias, comedores, dormitorios, alcobas, despachos y oficinas, y no habitables las destinadas a cocinas, cuartos de baño, lavaderos, cuartos de plancha y otros similares

En los planos deberá indicarse con precisión el destino de cada local, el que deberá ser congruente con su ubicación, funcionamiento y dimensiones

ARTICULO 134—DIMENSIONES MINIMAS Las piezas habitables tendrán cuando menos una superficie útil de seis metros cuadrados y las dimensiones de sus lados serán, como mínimo, de dos metros libres sin embargo en cada casa, vivienda o departamento, deberá existir, por lo menos, una recamara con dimensión libre mínima de dos metros setenta centímetros por lado.

La altura libre interior será, como mínimo, de dos metros veinticinco centímetros

ARTICULO 135—VIVIENDA MINIMA. Podrá otorgarse licencia de construcción a las viviendas que tengan, como mínimo, una pieza habitable con sus servicios completos de cocina y baño.

ARTICULO 136—ESCALERAS Las escaleras satisfarán los requisitos del artículo 78 de este Reglamento y su número se calculará de modo que cada una dé servicio a veinte viviendas, como máximo, en cada piso.

ARTICULO 137—SERVICIOS SANITARIOS EN VIVIENDAS. Cada vivienda de un edificio deberá contar con sus propios servicios sanitarios, que constarán, por lo menos, de tina o regadera, lavabo, excusado lavadero de ropa y fregadero

En las viviendas destinadas al servicio de huéspedes deberán existir, para cada cinco habitaciones o fracción que no tengan en ese piso sus servicios privados completos, dos locales de servicios sanitarios por piso, uno destinado al servicio de hombres y otro al de mujeres. El local para hombres tendrá un excusado, un lavabo, una regadera con agua caliente y fría y un mingitorio, el local para mujeres contará con dos excusados, un lavabo y una regadera con agua caliente y fría

CAPITULO XIX

Edificios para comercios y oficinas

ARTICULO 138—EDIFICIOS PARA COMERCIOS Y OFICINAS Los edificios destinados a comercios y a centros comerciales, los locales comerciales que formen parte de edificios de uso mixto, así como los edificios para oficinas, deberán cumplir con las disposiciones contenidas en este Capítulo, además de las que se fijan en los Capítulos X a XVI de este Reglamento

ARTICULO 139—CRISTALES Y ESPEJOS. En comercios y oficinas los cristales y espejos de gran magnitud, cuyo extremo inferior quede a menos de 0.50 m. del nivel del piso, colocados en lugares a los que tenga acceso el público, deberán señalarse o protegerse adecuadamente para evitar accidentes

No deberán existir espejos que por sus dimensiones o ubicación puedan causar confusión en cuanto a la forma o el tamaño del local

ARTICULO 140—SERVICIOS SANITARIOS Los edificios para comercios de más de 1000 m2 y los edificios para oficinas, deberán tener servicios sanitarios para empleados y para el público, debiendo estar separados los destinados a hombres de los destinados a mujeres y ubicados en tal forma que no sea necesario subir o bajar más de un nivel para tener acceso a cualesquiera de ellos.

Por los primeros cuatrocientos metros cuadrados o fracción de la superficie construida, se instalarán un excusado, un mingitorio y un lavabo para hombres y por los primeros trescientos metros cuadrados o fracción, un excusado y un lavabo para mujeres Por cada mil metros cuadrados o fracción excedentes de esta superficie, se instalarán dos mingitorios, un excusado y un lavabo para hombres, y dos excusados y un lavabo para mujeres.

En las áreas de oficinas cuya función sea dar servicio al público, se deberá disponer del doble del número de muebles que se señala en el párrafo anterior.

ARTICULO 141—CIRCULACIONES HORIZONTALES EN COMERCIOS Las circulaciones para uso del público entre mostradores o entre muebles para la exhibición y venta de artículos en locales comerciales o en edificios destinados a comercios, tendrán un mínimo de 1.20 m. de ancho y se mantendrán libres de obstrucciones.

ARTICULO 142—SERVICIO MEDICO DE EMERGENCIA EN COMERCIOS Todo comercio con área de ventas de más de 1000 m2 y todo centro comercial deberán tener un local destinado a servicio médico de emergencia dotado del equipo e instrumental necesarios.

CAPITULO XX

Edificios para la educación

ARTICULO 143.—SUPERFICIES MINIMAS. Los edificios destinados a primera y segunda enseñanza deberán contar con las superficies mínimas siguientes:

I.—La superficie total del predio será a razón de 2.50 m2 por alumno;

II.—La superficie de las aulas se calculará a razón de 1 m2 por alumno; y,

III.—La superficie de esparcimiento será de 0.60 m2 por alumno en jardines de niños y de 1.25 m2 por alumno en primarias y secundarias, la cual deberá tener jardines o pisos nivelados y drenados adecuadamente.

ARTICULO 144.—AULAS. Todas las escuelas deberán tener aulas de forma y características tales que permitan a todos los alumnos tener una visibilidad adecuada del área donde se imparta la enseñanza.

La altura mínima interior será de 3.00 m.

ARTICULO 145.—PUERTAS. Las puertas de las aulas deberán tener las dimensiones que fija el artículo 61 de este Reglamento. Los salones de reunión tendrán dos puertas de 0.90 m. de anchura mínima cada una, y los que tengan capacidad para más de trescientas personas se sujetarán a lo dispuesto por los artículos 82, 83, 84 y 85 del propio Ordenamiento.

ARTICULO 146.—ESCALERAS. Las escaleras de los edificios para la educación satisfarán los requisitos que fija el artículo 73 de este Reglamento. Su anchura mínima será de 1.20 m. cuando den servicio hasta a 360 alumnos, debiendo incrementarse este ancho a razón de 0.60 m. por cada ciento ochenta alumnos o fracción adicionales, pero en ningún caso podrán tener una anchura mayor de 2.40 m. Cuando se deba dar servicio a mayor número de personas, deberá aumentarse el número de escaleras según la proporción antes descrita.

El número de alumnos se calculará de acuerdo con la capacidad de las aulas a las que den servicio las escaleras.

ARTICULO 147.—DORMITORIOS. La capacidad de los dormitorios en edificios para la educación, se calculará a razón de 10 m3 por cama individual, como mínimo.

ARTICULO 148.—VENTILACION. La ventilación en los edificios escolares deberá ajustarse a lo que especifica el artículo 74 de este Reglamento.

Los dormitorios deberán, adicionalmente, contar con un área de ventilación libre permanente de cuando menos 0.02 m2. por cada metro cuadrado de superficie del piso.

ARTICULO 149.—PATIOS PARA ILUMINACION DE LAS AULAS. En edificios escolares, la dimensión mínima de los patios que sirvan para dar ventilación e iluminación a las aulas, será igual a un medio de la altura de los paramentos que los limiten, pero no menor de tres metros.

ARTICULO 150.—SERVICIOS SANITARIOS. Las escuelas contarán con servicios sanitarios separados para hombres y mujeres. Estos servicios se calcularán de tal manera que en escuelas primarias, como mínimo, existan un excusado y un mingitorio por cada 30 alumnos y un excusado por cada 20 alumnas; en ambos servicios un lavabo por cada 60 educandos. En escuelas de segunda enseñanza y preparatorias un excusado y un mingitorio por cada 50 alumnos y un excusado por cada 70 alumnas; en ambos servicios un lavabo por cada 100 educandos.

Las escuelas tendrán un bebedero por cada cien alumnos, alimentado directamente de la red pública.

La concentración máxima de los muebles para los servicios sanitarios deberá estar en la planta baja.

Los dormitorios contarán, en cada piso, con servicio sanitario de acuerdo con el número de camas, debiendo tener como mínimo, cuando sean para hombres un excusado por cada 20 educandos, un mingitorio por cada 30, un lavabo por cada 10, una regadera con agua caliente y fría por cada 10, y un bebedero por cada 50, alimentado directamente de la toma municipal. Cuando sean para mujeres, existirá, como mínimo, un excusado por cada 15 educandas, un lavabo por cada 10, una regadera con agua caliente y fría por cada 10 y un bebedero por cada 50, alimentado directamente de la red pública.

ARTICULO 151.—LOCAL PARA SERVICIO MEDICO. Cada escuela deberá tener un local destinado para servicio médico de emergencia, dotado del equipo e instrumental necesario.

CAPITULO XXI

Edificios para hospitales

ARTICULO 152.—GENERALIDADES. Independientemente de la observancia de las normas de este Reglamento, los edificios para hospitales se regirán por las demás disposiciones legales de la materia.

ARTICULO 153.—DIMENSIONES DE CUARTOS. Las dimensiones mínimas en planta de los cuartos para enfermos serán de 2.70 m. libres y la altura de 2.30 m.

En todo caso, los cuartos para enfermos, individuales o generales, tendrán las dimensiones suficientes para permitir libremente los movimientos de las camillas.

ARTICULO 154.—PUERTAS. Las puertas en los hospitales se ajustarán a los requisitos que establece el Capítulo XIII de este Reglamento. Las de acceso a los cuartos para enfermos tendrán un ancho mínimo de 1.20 m. y las de las salas de emergencia y quirófanos serán de doble acción con ancho mínimo de 1.20 m. cada hoja.

ARTICULO 155.—PASILLOS. Los pasillos de acceso a cuartos de enfermos, quirófanos y similares así como todos aquellos por los que circulen camillas, tendrán una anchura libre mínima de 2.00 m. independientemente de que satisfagan los requisitos del artículo 77 de este Reglamento.

CAPITULO XXII

Centros de reunión

ARTICULO 156.—GENERALIDADES. Se considerarán centros de reunión y deberán cumplir con lo estipulado en este Capítulo, los edificios o locales que se destinen a cafeterías, restaurantes, centros nocturnos, bares, salones de fiestas y similares.

ARTICULO 157.—CUPO. El cupo de los centros de reunión se calculará a razón de un metro cuadrado por persona.

Si en ellos hubiere pista de baile, ésta deberá tener una superficie mínima de veinte decímetros cuadrados por persona, de acuerdo con el cupo total, la cual será independiente del área por concurrente especificada en el párrafo anterior

ARTICULO 158—AISLAMIENTO ACUSTICO Los escenarios, vestidores, bodegas, talleres, cuartos de máquinas y casetas de proyección de los centros de reunión, deberán aislarse del área destinada a los concurrentes mediante elementos o materiales que impidan la transmisión del ruido o de las vibraciones

ARTICULO 159—SERVICIOS SANITARIOS. En los centros de reunión donde la capacidad del local sea menor de 60 concurrentes, se deberá proporcionar como mínimo en los servicios sanitarios para hombres un excusado, un mingitorio y un lavabo y en los de mujeres, un excusado y un lavabo

Cuando los locales presten servicios a más de 60 concurrentes, el número de muebles se incrementará con respecto a lo señalado en el párrafo anterior, en el departamento para hombres con un excusado y un mingitorio por cada sesenta concurrentes o fracción, y en el departamento para mujeres, con un excusado; y para ambos departamentos, con un lavabo por cada cuatro excusados.

Estos centros de reunión tendrán además servicios sanitarios suficientes para empleados y actores, en locales separados de los destinados a uso del público.

CAPITULO XXIII

Salas de espectáculos

ARTICULO 160—GENERALIDADES Se considerarán salas de espectáculos y deberán cumplir con lo establecido en este Capítulo, los edificios o locales que se destinen a teatros, cinematógrafos, salas de concierto, salas de conferencias, auditorios y cualesquier otros con usos semejantes

ARTICULO 161.—ALTURA LIBRE La altura mínima libre en cualquier punto de una sala de espectáculos será de 3 00 m.

El volumen mínimo de la sala se calculará a razón de 2 5 m3 por espectador o asistente

ARTICULO 162—BUTACAS En las salas de espectáculos solo se permitirá la instalación de butacas. La anchura mínima de las butacas será de cincuenta centímetros y la distancia mínima entre sus respaldos, de ochenta y cinco centímetros, deberá quedar un espacio libre como mínimo de cuarenta centímetros entre el frente de un asiento y el respaldo del próximo La colocación de las butacas se hará en forma tal que cumpla con las condiciones de visibilidad para los espectadores que se fijan en el Capítulo XVII de este Reglamento. Se ordenará el retiro de butacas de las zonas de visibilidad defectuosa.

Las butacas deberán estar fijas al piso, con excepción de las que se encuentren en los palcos y plateas.

Los asientos serán plegadizos, a menos que la distancia entre los respaldos de dos filas consecutivas sea mayor de 1.2 m.

Las filas que desembloquen, a dos pasillos, no podrán tener más de catorce butacas y las que desemboquen a uno solo, no más de siete.

En el caso de cines, la distancia mínima desde cualquier butaca al punto más cercano de la pantalla será la mitad de la dimensión mayor de esta, pero en ningún caso menor de siete metros.

ARTICULO 163—PASILLOS INTERIORES La anchura libre mínima de los pasillos longitudinales con asientos en ambos lados, deberá ser de un metro veinte centímetros cuando existan asientos en un solo lado, ésta será de noventa centímetros

Sólo se permitirán pasillos transversales, además del pasillo central o de distribución, cuando aquéllos comunican directamente a las puertas de salida debiendo tener un ancho no menor a la suma del ancho reglamentario de los pasillos que concurran a ellos, hasta la puerta más próxima

En los muros de los pasillos no se permitirá salientes a una altura menor de dos metros, en relación con el piso de los mismos.

ARTICULO 164—ESCALERAS Las localidades situadas a un nivel superior al del vestíbulo de acceso deberán contar con un mínimo de dos escaleras que satisfagan los requisitos señalados en el artículo 78 de este Reglamento

ARTICULO 165—SALIDAS Independientemente de que se cumpla con lo que dispone el Capítulo XIII de este Reglamento, las puertas que comuniquen los vestíbulos de las salas de espectáculos con la vía pública o de los pasillos que comuniquen con ésta, deberán tener una anchura total por lo menos igual a las cuatro terceras partes de la suma de las anchuras reglamentarias de las puertas que comuniquen el interior de la sala con los propios vestíbulos

Sobre todos los accesos o salidas que comunican con la vía pública deberán colocarse marquesinas

ARTICULO 166—CASETAS DE PROYECCION Las casetas de proyección tendrán una superficie mínima de cinco metros cuadrados Su acceso y su salida serán independientes de los de la sala y no tendrán comunicación directa con ésta

Se ventilarán por medios artificiales y se construirán con materiales incombustibles.

ARTICULO 167.—SERVICIOS SANITARIOS En las salas de espectáculos se deberán proporcionar, como mínimo, por cada cuatrocientos concurrentes o fracción, en los servicios sanitarios para hombres, un excusado, dos mingitorios y dos lavabos, y en los de mujeres, dos excusados y dos lavabos En cada departamento habrá por lo menos un bebedero con agua potable. Además se deberán proporcionar servicios sanitarios adecuados para los actores, empleados y otros participantes

ARTICULO 168.—TAQUILLAS Las taquillas para la venta de boletos se localizarán en el vestíbulo exterior de

la sala de espectáculos sin quedar directamente en la vía pública; se deberá señalar claramente su ubicación y no deberán obstaculizar la circulación de los accesos.

Habrá una taquilla por cada 1,500 personas o fracción para cada tipo de localidad.

ARTICULO 169.—AISLAMIENTO ACUSTICO. Los escenarios, vestidores, bodegas, talleres, cuartos de máquinas y casetas de proyección de las salas de espectáculos, deberán aislarse del área destinada a los concurrentes mediante elementos o materiales que impidan la transmisión del ruido o de las vibraciones.

CAPITULO XXIV

Edificios para espectáculos deportivos

ARTICULO 170.—GENERALIDADES. Se considerarán edificios para espectáculos deportivos y deberán satisfacer los requisitos señalados en este Capítulo, aquellos inmuebles que se destinen a estadios, plazas de toros, arenas, hipódromos, lienzos charros y cualesquier otro con usos semejantes.

ARTICULO 171.—GRADAS. Las gradas deberán satisfacer las siguientes condiciones:

I.—El peralte máximo será de cuarenta y cinco centímetros y la profundidad mínima de setenta centímetros, excepto cuando se instalen butacas sobre las gradas, en cuyo caso sus dimensiones y la separación entre filas deberán ajustarse a lo establecido en el artículo 162 de este Reglamento;

II.—Se considerará un módulo longitudinal de cuarenta y cinco centímetros por espectador como mínimo;

III.—La visibilidad de los espectadores, desde cualquier punto del graderío, deberá ajustarse a lo dispuesto en el Capítulo XVII de este Reglamento; y,

IV.—En las gradas techadas, la altura libre mínima de piso a techo será de tres metros.

ARTICULO 172.—CIRCULACIONES EN EL GRADERIO. Deberá existir una escalera con anchura mínima de noventa centímetros a cada nueve metros de desarrollo horizontal del graderío, como máximo.

Cada diez filas habrá pasillos paralelos a las gradas, con anchura mínima igual a la suma de las anchuras reglamentarias de las escaleras que desemboquen a ellos entre dos puertas o vomitorios contiguos.

ARTICULO 173.—SERVICIOS SANITARIOS. Deberán proporcionar servicios sanitarios para hombres y mujeres en locales separados, de modo que ningún mueble sea visible desde el exterior, aún con la puerta abierta.

En el departamento de hombres deberán instalarse un excusado, tres mingitorios y dos lavabos por cada cuatrocientos cincuenta espectadores; en el departamento de mujeres, dos excusados y un lavabo por cada cuatrocientos cincuenta espectadores. En cada departamento habrá por lo menos un bebedero con agua potable.

Los jugadores y demás personas que participen en el espectáculo tendrán vestidores y servicios sanitarios separados de los del público.

ARTICULO 174.—SERVICIO MEDICO DE EMERGENCIA. Los edificios para espectáculos deportivos tendrán un local adecuado para servicio médico, con el equipo e instrumental necesarios y dotado de servicios sanitarios adecuados. Las paredes de este local estarán recubiertas de material impermeable hasta 1.80 m. de altura, como mínimo.

ARTICULO 175.—PROTECCIONES ESPECIALES. Los edificios para espectáculos deportivos deberán tener las instalaciones especiales necesarias para proteger debidamente a los espectadores de los riesgos propios del espectáculo que se presente.

CAPITULO XXV

Clubes deportivos o sociales

ARTICULO 176.—CLUBES DEPORTIVOS O SOCIALES. Los clubes deportivos o sociales deberán llenar los requisitos que se precisan en este Capítulo. Las canchas deportivas que formen parte de estos clubes y que puedan recibir espectadores, se regirán por las disposiciones contenidas en el Capítulo XXIV de este Reglamento. Los centros de reunión de los mismos clubes deberán cumplir con las disposiciones contenidas en el Capítulo XXII del propio Ordenamiento.

ARTICULO 177.—DRENADO DE CAMPOS DEPORTIVOS. El suelo de los terrenos destinados a campos deportivos deberá estar convenientemente drenado.

ARTICULO 178.—ALBERCAS. Las albercas, sea cual fuera su tamaño y forma contarán cuando menos con:

I.—Equipos de recirculación, filtración y purificación de agua;

II.—Boquillas de inyección para distribuir el agua tratada y de succión para aparato limpiador de fondos;

III.—Rejillas de succión distribuidas en la parte honda de la alberca, en número y dimensión necesarios para que la velocidad de salida del agua sea la adecuada para evitar accidentes a los nadadores;

IV.—Andadores a las orillas de la alberca, con anchura mínima de 1.50 m., con superficie áspera o de material antiderrapante, construidos de tal manera que se eviten los encharcamientos;

V.—Un escalón en el muro perimetral de la zona profunda de la alberca de 10 centímetros de ancho a una profundidad de 1.20 m. con respecto a la superficie del agua de la alberca;

VI.—En todas las albercas donde la profundidad sea mayor de 90 centímetros se pondrá una escalera por cada 23 metros lineales de perímetro. Cada alberca contará con un mínimo de dos escaleras;

VII.—La instalación de trampolines y plataformas satisfará las siguientes condiciones.

TRAMPOLINES

Altura de los trampolines sobre el nivel del agua		Profundidad mínima del agua	Distancia a que debe mantenerse la profundidad mínima del agua a partir de la proyección vertical del centro del extremo frontal del trampolín			Volado mínimo entre el borde de la alberca y la proyección vertical del extremo del trampolín
			Al frente	Hacia atrás	A cada lado	
Hasta	1.00 m	3.00 m	5.30 m	1.50 m	2.20 m	1.50 m
1.00 m	a 3.00 m	3.50 m	6.20 m	1.50 m	2.70 m	1.50 m

PLATAFORMAS

Altura de las plataformas sobre el nivel del agua		Profundidad mínima del agua	Distancia a que debe mantenerse la profundidad mínima del agua a partir de la proyección vertical del centro del extremo frontal de la plataforma			Volado mínimo entre el borde de la alberca y la proyección vertical del extremo de la plataforma	Distancia mínima entre las proyecciones verticales de los extremos de plataformas colocadas una sobre otra
			Al frente	Hacia atrás	A cada lado		
Hasta	6.50 m	4.00 m	7.00 m	1.50 m	3.00 m	1.50 m	0.75 m
6.50	a 10.00 m	4.50 m	10.00 m	1.50 m	3.00 m	1.50 m	0.75 m

Las alturas máximas permisibles serán de 3.00 m para los trampolines y de 10.50 m para las plataformas.

La anchura de los trampolines serán de 0.50 m. y la mínima de la plataforma de 2.00 m. La superficie de ambos será antideslizante.

Las escaleras para trampolines y plataformas, deberán ser rectas con escalones horizontales de material antideslizante, con dimensiones de huellas peraltes tales que la suma de cada huella más dos peraltes no sea menor de 60 cm. ni mayor de 65 cm., considerando como huella mínima la de 25 cm.

Deberán contar con barandales tanto las escaleras como las plataformas, con una altura de 90 cm. En las plataformas, el barandal deberá colocarse en la parte trasera y a ambos lados.

En los casos de existir plataformas, la superficie del agua deberá mantenerse agitada, a fin de que los clavadistas la distingan claramente.

VIII.—Deberán diferenciarse, mediante el señalamiento adecuado, las zonas de natación y de clavados y señalarse en lugar visible las profundidades mínima y máxima, así como el punto en que la profundidad sea de un metro cincuenta centímetros y en donde cambie la pendiente del piso.

ARTICULO 179.—VESTIDORES. Los clubes deportivos tendrán servicio de baños y vestidores, por separado, para hombres y para mujeres.

CAPITULO XXVI

Edificio para baños

ARTICULO 180.—REGADERAS. En los edificios para baños, estarán separados los departamentos de regaderas para hombres y para mujeres. Cada uno de ellos contará como mínimo con una regadera por cada cuatro usuarios, de acuerdo con la capacidad del local.

El espacio mínimo para cada regadera será de 0.90 x 0.90 m., y para regaderas de presión será de 1.20 x 1.20 m., con altura mínima de 2.10 m., en ambos casos.

ARTICULO 181.—BAÑOS DE VAPOR O DE AIRE CALIENTE. En los locales destinados a baños colectivos de vapor o de aire caliente, estarán separados los departamentos para hombres y para mujeres. En cada uno de ellos, los baños individuales tendrán una superficie mínima de 2.0 m2. y deberán contar con un espacio exterior e inmediato con una regadera provista de agua caliente y fría. La superficie se calculará a razón de 1.3 m2. por usuario, con un mínimo de 1.4 m2, y estarán dotados, por lo menos, de dos regaderas de agua caliente y fría y una de presión, ubicados en locales contiguos; en ambos casos la altura mínima será de 2.70 m.

Deberán proveerse de un vestidor, casillero, canastilla o similar por usuario.

La instalación de sistemas especiales de vapor o de aire caliente, requerirá autorización del Departamento, para lo cual deberá presentarse un diagrama detallado con sus especificaciones y características de operación.

ARTICULO 182.—SERVICIOS SANITARIOS. En los baños públicos estarán separados los servicios para hombres y para mujeres. Los departamentos de hombres tendrán como mínimo un excusado, un mingitorio y un lavabo por cada veinte casilleros o vestidores. Los de mujeres tendrán como mínimo un excusado y un lavabo por cada quince casilleros o vestidores.

CAPITULO XXVII

Templos

ARTICULO 183.—CUPO. El cupo de los templos se calculará a razón de dos asistentes por metro cuadrado de la superficie de la sala de culto.

ARTICULO 184.—ALTURA LIBRE MINIMA. En los templos, la altura libre de las salas de culto en ningún punto será menor de tres metros debiéndose calcular para ello un volumen mínimo de 2.5 m3 por concurrente.

CAPITULO XXVIII

Ferias con aparatos mecánicos

ARTICULO 185.—PROTECCIONES. Deberá cercarse el área de los aparatos mecánicos, de tal manera que se impida el paso libre del público más allá de una distancia perimetral de dos metros fuera de la zona delimitada por la proyección vertical del campo de acción de los aparatos en movimiento.

ARTICULO 186.—SERVICIOS SANITARIOS. Las ferias con aparatos mecánicos deberán contar con los servicios sanitarios movibles que en cada caso señale el Departamento.

ARTICULO 187.—SERVICIOS DE PRIMEROS AUXILIOS. Las ferias con aparatos mecánicos deberán contar, por lo menos, de un lugar provisto con los servicios de primeros auxilios, localizado en un sitio de fácil acceso y con señales visibles, por lo menos, desde veinte metros de distancia.

CAPITULO XXIX

Estacionamientos

ARTICULO 188.—GENERALIDADES. Estacionamiento es el lugar de propiedad pública o privada destinado para guardar vehículos.

Todo estacionamiento destinado al servicio público deberá estar pavimentado y drenado adecuadamente, y bardeado en sus colindancias con los predios vecinos.

Los estacionamientos de servicio público o de uso privado deberán satisfacer además de los requisitos que señala este Reglamento, los establecidos en las leyes y reglamentos de la materia.

ARTICULO 189.—ENTRADAS Y SALIDAS. Los estacionamientos públicos deberán tener carriles separados, debidamente señalados, para la entrada y la salida de los vehículos, con una anchura mínima del arroyo de dos metros cincuenta centímetros cada uno.

ARTICULO 190.—AREAS DE ESPERA PARA RECEPCION Y ENTREGA DE VEHICULOS. Los estacionamientos tendrán áreas de espera techadas para la recepción y entrega de vehículos, ubicadas a cada lado de los carriles a que se refiere el artículo 189 de este Ordenamiento, las que deberán tener una longitud mínima de seis metros y una anchura no menor de un metro veinte centímetros; el piso terminado estará elevado quince centímetros sobre el de la superficie de circulación de vehículos.

Estos requerimientos variarán de acuerdo con la frecuencia de llegada de vehículos, con la ubicación del inmueble y con las condiciones particulares de su funcionamiento por lo que se ajustarán a lo que establezca, para cada caso, el Departamento.

ARTICULO 191.—CASETA DE CONTROL. Los estacionamientos deberán tener una caseta de control anexa al área de espera para el público, situada a una distancia no menor de 4.50 m. del alineamiento y con superficie mínima de 2 m2.

ARTICULO 192.—ALTURA LIBRE MINIMA.—Las construcciones para estacionamientos tendrán una altura libre mínima de dos metros diez centímetros.

ARTICULO 193.—CAJONES. El número de cajones y sus dimensiones se ajustarán a lo señalado por la Ley Sobre Estacionamientos de Vehículos en el Distrito Federal y su Reglamento.

En los estacionamientos públicos o privados que no sean de autoservicio podrá permitirse que los cajones se dispongan de tal manera que para sacar un vehículo se mueva un máximo de dos.

Los estacionamientos deberán contar con topes de 15 centímetros de peralte en todos los cajones colindantes con muros, colocados a 1.20 m. de éstos.

ARTICULO 194.— PROTECCIONES. En los estacionamientos deberán existir protecciones adecuadas en rampas, colindancias, fachadas y elementos estructurales con dispositivos capaces de resistir los posibles impactos de los automóviles.

Las columnas y muros que limiten pasillos de circulación de vehículos deberán tener una banqueta de 15 cm. de altura y 30 cm. de anchura, con los ángulos redondeados.

ARTICULO 195.—CIRCULACIONES PARA VEHICULOS. Las circulaciones para vehículos en estacionamientos públicos deberán estar separadas de las de los peatones.

Las rampas tendrán una pendiente máxima del quince por ciento, anchura mínima de circulación en rectas de dos metros cincuenta centímetros y en curvas de tres metros cincuenta centímetros. El radio mínimo en curvas, medido al eje de la rampa, será de siete metros cincuenta centímetros.

Estarán delimitadas por una guarnición con altura de quince centímetros y una banqueta de protección con anchura mínima de treinta centímetros en rectas y de cincuenta centímetros en curvas. En este último caso, deberá existir también un pretil de sesenta centímetros de altura, por lo menos.

ARTICULO 196.— CIRCULACIONES VERTICALES PARA USUARIOS Y EMPLEADOS. Las circulaciones verticales para los usuarios y para el personal de los estacionamientos públicos estarán separadas entre sí y de las destinadas a los vehículos. Deberán ubicarse en lugares independientes de la zona de recepción y entrega de vehículos, y cumplirán con lo que dispone el artículo 78 de este Reglamento.

ARTICULO 197.—VENTILACION. Los estacionamientos deberán tener ventilación natural por medio de vanos con superficie mínima de un décimo de la superficie de la planta correspondiente, o la ventilación artificial adecuada para evitar la acumulación de gases tóxicos, principalmente en las áreas de espera de vehículos.

ARTICULO 198.—SERVICIOS SANITARIOS. Los estacionamientos públicos tendrán servicios sanitarios independientes para los empleados y para el público; los sanitarios para el público tendrán instalaciones separadas para hombres y para mujeres.

Los predios para estacionamientos de casas sobre ruedas deberán tener por cada 25 lugares de estacionamiento o fracción, cuando menos, un baño para hombres y otro para mujeres, dotados cada uno de regadera con agua fría y caliente, un excusado y un lavabo, y además un mingitorio en el departamento de hombres.

ARTICULO 199.—ESTACIONAMIENTOS EN PREDIOS BALDIOS. Los estacionamientos en predios baldíos deberán cumplir, en su caso, con lo previsto en este Capítulo.

ARTICULO 200.—ESTACIONAMIENTO DE SERVICIO PRIVADO. En los estacionamientos de servicio privado no se exigirá que tengan carriles separados, áreas para recepción y entrega de vehículos, servicios sanitarios ni casetas de control.

TITULO IV

Requisitos de Seguridad y Servicio para las Estructuras

CAPITULO XXX

GENERALIDADES

ARTICULO 201.—ALCANCE. Las normas señaladas en este Título, relativas a los requisitos de seguridad y servicio que deben cumplir las estructuras, se aplicarán a las construcciones, modificaciones, ampliaciones, reparaciones o demoliciones de las obras a las que se refiere este Reglamento.

ARTICULO 202.—NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS DE ESTE REGLAMENTO. De conformidad con el artículo 14 de la Ley, el Departamento expedirá las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento en las que se especificará la aplicación de los requisitos generales de seguridad y servicio contenidos en este Título para los materiales y sistemas estructurales particulares.

Dichas Normas Técnicas Complementarias serán de observancia general obligatoria para las construcciones a las que se refiere este Título.

ARTICULO 203.—PROCEDIMIENTOS PARA LA COMPROBACION DE LA SEGURIDAD. La estructura deberá revisarse para que cumpla con los fines para los que fue proyectada, asegurando que no se presente ningún estado de comportamiento que lo impida.

Para dicha revisión deberá emplearse el procedimiento que se describe en el Capítulo XXXIV de este Título y, además, deberá verificarse que, bajo el efecto de las acciones nominales, no se rebase algún estado límite de servicio.

ARTICULO 204.—PROCEDIMIENTOS ALTERNATIVOS DE DISEÑO. Se aceptarán procedimientos alternativos de diseño previamente aprobados por el Departamento para la verificación de la seguridad, si se demuestra que proporcionan niveles de seguridad equivalentes a los que se obtendrían aplicando el criterio establecido en el artículo 203 de este Reglamento.

CAPITULO XXXI

Estados Límite

ARTICULO 205.—DEFINICION. Para los efectos de este Reglamento se entenderá por estado límite aquella etapa del comportamiento a partir de la cual una estructura o parte de ella deja de cumplir con alguna función para la que fue proyectada.

ARTICULO 206.—CLASIFICACION. Se considerarán dos categorías de estados límite: los de falla y los de servicio, los primeros, a su vez, se subdividirán en estados de falla frágil y de falla dúctil.

Los estados límites de falla corresponderán al agotamiento definitivo de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus miembros o al hecho de que la estructura, sin agotar su capacidad de carga, sufra daños irreversibles que afecten su resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

Se considerará que los estados límite corresponden a falla dúctil cuando la capacidad de carga de la sección elemento o estructura en cuestión se mantenga para deformaciones apreciablemente mayores que las existentes al alcanzarse el estado límite. Se considerarán de falla frágil cuando la capacidad de carga de la sección, elemento o estructura en cuestión se reduzca bruscamente al alcanzarse el estado límite.

Los estados límite de servicio tendrán lugar cuando la estructura llegue a estado de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten su correcto funcionamiento, pero no su capacidad para soportar cargas.

ARTICULO 207.—ESTADOS LIMITE DE SERVICIO. Deberá revisarse que, bajo el efecto de las combinaciones de acciones clasificadas en la categoría I del artículo 215 de este Reglamento, la respuesta de la estructura no exceda alguno de los límites fijados a continuación;

I) Deformaciones. Se considerará como estado límite cualquier deformación de la estructura que ocasione daños inaceptables a la propia construcción o a sus vecinas, o que cause interferencia con el funcionamiento de equipos e instalaciones o con el adecuado drenaje de superficies y cualquier daño o interferencia a instalaciones de servicio público.

Adicionalmente se considerarán los siguientes límites.

Una flecha vertical, incluyendo los efectos a largo plazo, igual a 0.5 cm., más el claro entre 240. Además, para miembros cuyas deformaciones afecten elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar deformaciones apreciables, se considerará como estado límite una deflexión, medida después de la colocación de los elementos no estructurales, igual a 0.3 cm., más el claro entre 480.

Una deflexión horizontal entre dos niveles sucesivos de una estructura igual a 1/250 de la altura del entrepiso, para estructuras que no tengan ligados elementos no estructurales que puedan dañarse con pequeñas deformaciones, e igual a 1/500 de la altura del entrepiso para otros casos.

II) Vibraciones. Se considerará como estado límite cualquier vibración que afecte el funcionamiento de la construcción o que produzca molestias o sensación de inseguridad a los ocupantes.

III) Otros daños. Se considerará como estado límite de servicio la ocurrencia de grietas, desprendimientos, astillamientos, aplastamientos, torceduras, y otros daños locales que afecten el funcionamiento de la construcción.

Las magnitudes de los distintos daños que deberán considerarse como estados límite, serán definidos por las Normas Técnicas Complementarias, relativas a los distintos materiales o, en su defecto, serán fijados por el Departamento.

Cuando se consideren los efectos de sismo deberá revisarse que no se excedan los límites fijados en el artículo 242 de este Reglamento.

Para el diseño de cimentaciones y excavaciones se cumplirá con los requisitos de los artículos 265 y 270 de este Ordenamiento, relativos a estados límite de servicio.

CAPITULO XXXII

Acciones

ARTICULO 208.—CRITERIO PARA CONSIDERAR LAS ACCIONES. En el diseño de una estructura deberá considerarse el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente.

Para la formación de las combinaciones de acciones que deben considerarse en la revisión de la estructura, para la determinación de las intensidades nominales y para el cálculo de los efectos de las acciones en la estructura deberán seguirse las prescripciones de este Capítulo.

ARTICULO 209 CLASIFICACIÓN DE LAS ACCIONES Se considerarán tres categorías de acciones de acuerdo con la duración en que obran sobre la estructura con su intensidad máxima

I.- Acciones permanentes Son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad puede considerarse que no varía con el tiempo;

II.—Acciones variables. Son aquellas que obran sobre la estructura con una intensidad variable en el tiempo, y,

III.-Acciones accidentales Son las que no se deben al funcionamiento propio de la construcción y que pueden alcanzar valores significativos sólo en instantes de la vida de la estructura

ARTICULO 210.—ACCIONES PERMANENTES. Esta categoría comprenderá:

I) La carga muerta debida al peso propio de los elementos estructurales y al peso de los elementos no estructurales incluyendo las instalaciones, al peso del equipo que ocupe una posición fija y permanente en la construcción, y al peso estimado de futuros muros divisorios y de otros elementos no estructurales que puedan colocarse posteriormente Su efecto se tomará en cuenta en la forma que se especifica en el Capítulo XXXV de este Título;

II) El empuje estatico de tierras y de líquidos de carácter permanente, y,

III) Las deformaciones y los desplazamientos impuestos a la estructura, tales como los debidos a presfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos

ARTICULO 211.—ACCIONES VARIABLES. Esta categoría comprenderá.

I.—La carga viva, que representa las fuerzas gravitacionales que obran en la construcción y que no tienen carácter permanente Su efecto se tomará en cuenta en la forma que se especifica en el Capítulo XXXVI de este Título,

II.—Los efectos causados en las estructuras por los cambios de temperaturas y por contracciones;

III.—Las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo; y,

IV.—Los efectos de maquinaria y equipo, incluyendo, cuando sean significativas, las acciones dinamicas que el funcionamiento de máquinas induzca en las estructuras debido a vibraciones, impacto y frenaje.

De acuerdo con la combinación de acciones para la cual se está diseñando, cada accion variable se tomará con tres niveles posibles de intensidad

Intensidad media, cuyo valor nominal se tomará al de las acciones permanentes, para estimar efectos a largo plazo.

Intensidad instantánea, cuyo valor nominal se empleará para combinaciones que incluyan acciones permanentes y accidentales

Intensidad máxima, cuyo valor nominal se empleará en combinaciones que incluyen exclusivamente acciones permanentes.

Los valores nominales a que se refieren los incisos anteriores se definen en los artículos 213, 214 y 215 de este Reglamento

ARTICULO 212.—ACCIONES ACCIDENTALES Se consideran acciones accidentales las siguientes

I) Sismo Las acciones dinámicas o su equivalente estático debidas a sismos deberán considerarse en la forma que se especifica en el Capítulo XXXVII de este Título,

II) Viento Las acciones estáticas y dinámicas debidas al viento se determinarán en la forma que se especifica en el Capítulo XXXVII de este Título y,

III.—Otras acciones accidentales Estas serán explosiones, incendios y otras acciones que puedan ocurrir en casos extraordinarios En general no será necesario incluirlas en el diseño formal, sino únicamente tomar precauciones, en la estructuración y en los detalles constructivos para evitar comportamiento catastrófico de la construccion en caso de ocurrir tales acciones.

ARTICULO 213.—CRITERIO GENERAL PARA DETERMINAR LA INTENSIDAD NOMINAL DE LAS ACCIONES NO ESPECIFICADAS Para las acciones diferentes a cargas muertas, cargas vivas, sismo y viento, y en general para casos no incluidos expresamente en este Reglamento, la intensidad nominal, se determinará de manera que la probabilidad de que sea excedida en el lapso de interes (según se trate la intensidad media, instantánea o maxima) sea de dos por ciento excepto cuando el efecto de la accion sea favorable para la estabilidad de la estructura, en cuyo caso se tomará como valor nominal aquel que tenga una probabilidad de dos por ciento de no ser excedido En la determinación del valor nominal de la accion, deberá tomarse en cuenta la incertidumbre en la intensidad de la misma y la que se deba a la idealización del sistema de carga

ARTICULO 214.—DETERMINACION DE LOS EFECTOS DE LAS ACCIONES Las fuerzas internas y las deformaciones producidas por las acciones en las estructuras se determinarán mediante un análisis estructural.

En las Normas Técnicas Complementarias se especificarán procedimientos de análisis para distintos materiales y sistemas estructurales, congruentes con los factores de carga y de resistencia fijados en este Título Podrán admitirse, métodos de análisis con distintos grados de aproximación siempre que su falta de precisión en la determinación de las fuerzas internas se tome en cuenta, modificando adecuadamente los factores de carga especificados en el artículo 220 de este Ordenamiento, de manera que se obtenga una seguridad equivalente a la que se alcanzaría con los métodos especificados

ARTICULO 215.—COMBINACIONES DE ACCIONES La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente

Se considerarán dos categorías de combinaciones

I.—Combinaciones que incluyen acciones permanentes y acciones variables. Se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su inten-

sidad instantanea, o bien, todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.

Para este tipo de combinacion deberán revisarse todos los posibles estados límite, tanto de falla como de servicio.

Entran en este tipo de combinación, la de carga muerta mas carga viva. Se empleará en este caso la intensidad máxima de la carga viva del artículo 227 de este Reglamento, considerandola uniformemente repartida sobre toda el area. Cuando se tomen en cuenta distribuciones mas desfavorables de la carga viva deberán tomarse los valores de la intensidad instantánea del artículo 227 del presente cuerpo de normas reglamentarias; y,

II - Combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales. Se consideraran todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y unicamente una acción accidental en cada combinacion.

En ambos tipos de combinacion todas las acciones se tomaran con sus intensidades nominales, y sus efectos deberan multiplicarse por los factores de carga apropiados de acuerdo con el artículo 220 de este Ordenamiento.

CAPITULO XXXIII

Resistencia

ARTICULO 216.—DEFINICION. Se entendera por resistencia la magnitud de una acción, o de una combinacion de acciones, que provocaria la aparición de un estado límite de falla en la estructura. Cuando la determinación de la resistencia de una seccion se haga en forma analítica, se expresara en términos de la fuerza interna o de la combinación de fuerzas internas producidas por las acciones. Se entendera por fuerzas internas las fuerzas axiales y cortantes y los momentos de flexion y torsion que actuan en una sección de la estructura.

ARTICULO 217.—RESISTENCIA DE DISEÑO. La revision de la seguridad contra estados límite de falla se hara en terminos de la resistencia de diseño.

Para la determinacion de la resistencia de diseño deberan seguirse los procedimientos fijados en las Normas Tecnicas Complementarias para los materiales y sistemas constructivos mas comunes.

En casos no comprendidos en las disposiciones mencionadas, la resistencia de diseño se determinará con procedimientos analíticos basados en evidencia teórica y experimental, o con procedimientos experimentales de acuerdo con el artículo 218 de este Reglamento. En ambos casos, la resistencia de diseño se tomará igual a la resistencia nominal por el factor de resistencia determinado con base en lo que fija el artículo 221 de este Ordenamiento.

La resistencia nominal sera tal que la probabilidad de que no sea alcanzada por la estructura resulte de dos por ciento. En la determinación de la resistencia nominal debera tomarse en cuenta la variabilidad en las propiedades geométricas y mecanicas de la estructura y la diferencia entre los valores especificados para estas propiedades y los que se obtienen en la estructura. También debera considerarse el grado de aproximacion en la cuantificación de la resistencia.

Cuando se siga un procedimiento no determinado en las Normas Tecnicas Complementarias, el Departamento podrá exigir una verificación directa de la resistencia por medio de una prueba de carga realizada de acuerdo con lo que establece el Capitulo LVI de este cuerpo normativo.

ARTICULO 218.—DETERMINACION DE LA RESISTENCIA POR PROCEDIMIENTOS EXPERIMENTALES. La determinacion de la resistencia podra llevarse a cabo por medio de ensayes diseñados para simular en modelos físicos de la estructura o de porciones de ella, el efecto de las combinaciones de acciones que deban considerarse de acuerdo con el Capitulo XXXII de este Titulo.

Cuando se trate de estructuras o elementos estructurales que se produzcan en forma industrializada, los ensayes se haran sobre muestras de la produccion o de prototipos. En otros casos, los ensayes podran efectuarse sobre modelos de la estructura en cuestion.

La seleccion de las partes de la estructura que se ensayen y del sistema de carga que se aplique deberá hacerse de manera que se obtengan las condiciones mas desfavorables que puedan presentarse en la practica, pero tomando en cuenta la interaccion con otros elementos estructurales.

Con base en los resultados de los ensayes se deducirá una resistencia nominal tal que la probabilidad de que no sea alcanzada sea de dos por ciento, tomando en cuenta las posibles diferencias entre las propiedades mecánicas y geométricas medidas en los especimenes ensayados y las que puedan esperarse en las estructuras reales.

El tipo de ensayo, el tamaño de la muestra y la resistencia nominal deducida deberan ser aprobados por el Departamento, quien podrá exigir una comprobacion de la resistencia de la estructura mediante una prueba de carga de acuerdo con el Capitulo LVI de este Ordenamiento.

La resistencia de diseño se obtendrá a partir de la nominal, de acuerdo con el articulo 217 de este reglamento.

CAPITULO XXXIV

Procedimiento para Evaluacion de la Seguridad

ARTICULO 219.—PROCEDIMIENTO GENERAL. Se revisará que para las distintas combinaciones de acciones especificadas en el artículo 215 de este Reglamento, y ante la aparicion de cualquier estado límite de falla que pudiera presentarse, la resistencia de diseño sea mayor o igual al efecto de las acciones nominales que intervengan en la combinación de cargas en estudio, multiplicado por el factor de carga correspondiente.

También se revisará que bajo el efecto de las posibles combinaciones de acciones clasificadas en la categoría I, en el artículo 215 de este Ordenamiento, no se rebase ningun estado límite de servicio.

Cuando una estructura sufre daños en sus elementos por efectos de sismo, viento, explosiones, incendios, exceso de cargas verticales, asentamientos o alguna otra causa, deberá presentarse un proyecto de reparación o de refuerzo al Departamento quien podrá determinar [illegible] disposiciones y criterios que deban aplicarse.

ARTICULO 220. - FACTORES DE CARGA. El factor de carga F_c se determinará como sigue:

I. -Para combinaciones que incluyan exclusivamente acciones permanentes y variables se tomará F_c=1.4, excepto cuando se trate de estructuras que soporten pisos en los que pueda haber normalmente aglomeración de personas, tales como centros de reunión, escuelas, salas de espectáculos, locales para espectáculos deportivos y templos, o de construcciones que contengan equipo sumamente valioso, incluyendo los museos, en cuyo caso se tomará F_c=1.5

II. - Para combinaciones de acciones que incluyan una acción accidental, además de las acciones permanentes y variables, se tomará F_c=1.1, con las salvedades indicadas en el inciso c); caso I del artículo 235 y en el artículo 249 de este Reglamento.

III. - Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura se tomarán F_c=0.9; además, se tomará como valor nominal de la intensidad de la acción el valor mínimo probable de acuerdo con el artículo 213 de este Ordenamiento.

IV. - Para revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos F_c =1.

ARTICULO 221. - FACTORES DE RESISTENCIA. - El factor de resistencia F_R por el cual deberá multiplicarse la resistencia nominal, será fijado por el Departamento en las Normas Tecnicas Complementarias, con base en el tipo de estado límite para los distintos materiales y sistemas estructurales.

En casos no especificados por dichas Normas se obtendrá F_R de la siguiente manera:

Para estados límite de falla dúctil:

F_R =1.25-1.4 C_R; pero no mayor que 1.

Para estados límite de falla frágil:

F_R =1.15-1.4 C_R; pero no mayor que 0.9,

siendo C_R el coeficiente de variación de la resistencia.

Para cimentaciones y excavaciones los factores de resistencia, se especifican en el artículo 268 de este Reglamento.

ARTICULO 222—FACTORES DE CARGA PARA CASOS ESPECIALES Para el diseño por sismo y por viento se requieren en algunos casos factores de carga distintos a los especificados en el artículo 220 de este Reglamento Dichos factores de carga se especifican en los Capítulos XXXVII y XXXVIII de este Ordenamiento

CAPITULO XXXV

Cargas Muertas

ARTICULO 223—VALORES NOMINALES Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán los pesos unitarios especificados en la tabla siguiente Los valores mínimos señalados se emplearán de acuerdo con el artículo 213 de este Reglamento, cuando sea más desfavorable para la estabilidad de la estructura considerar una carga muerta menor, como en el caso de flotación, lastre y succión producida por viento. En los otros casos se emplearán los valores máximos.

PESOS VOLUMETRICOS DE MATERIALES CONSTRUCTIVOS

	MATERIAL		Peso volumétrico en ton/m3 Máximo	Mínimo
I	**Piedras Naturales**			
	Arenisca (chilucas y canteras)	secas	2.45	1.75
		saturadas	2.50	2.00
	Basaltos (piedra brava)	secos	2.60	2.35
		saturados	2.65	2.45
	Granito		3.20	2.40
	Mármol		2.60	2.55
	Pizarras	secas	2.60	2.30
		saturadas	2.65	2.35
	Tepetates	secos	1.60	0.75
		saturados	1.95	1.30
	Tezontles	secos	1.25	0.65
		saturados	1.55	1.15

PESOS VOLUMETRICOS DE MATERIALES CONSTRUCTIVOS

	MATERIAL		Peso volumétrico en ton/m3 Máximo	Mínimo
II	Suelos			
	Arena de grano de tamaño uniforme	seca	1.75	1.40
		saturada	2.10	1.85
	Arena bien graduada	seca	1.90	1.55
		saturada	2.30	1.95
	Arcilla típica del Valle de México en su condición natural		1.50	1.20
III	Piedras artificiales, concretos y morteros			
	Concreto simple con agregados de peso normal		2.20	2.00
	Concreto reforzado		2.40	2.20
	Mortero de cal y arena		1.50	1.40
	Mortero de cemento y arena		2.10	1.90
	Aplanado de yeso		1.50	1.10
	Tabique macizo hecho a mano		1.50	1.30
	Tabique macizo prensado		2.20	1.60
	Bloque hueco de concreto ligero (volumen neto)		1.30	0.90
	Bloque hueco de concreto intermedio (volumen neto)		1.70	1.30
	Bloque hueco de concreto pesado (volumen neto)		2.20	2.00
	Vidrio plano		3.10	2.80
IV	Madera			
	Caoba	seca	0.65	0.55
		saturada	1.00	0.70
	Cedro	seco	0.55	0.40
		saturado	0.70	0.50
	Oyamel	seco	0.40	0.30
		saturado	0.65	0.55
	Encino	seco	0.90	0.80
		saturado	1.00	0.90
	Pino	seco	0.65	0.45
		saturado	1.00	0.80
V	Recubrimientos		Pesos en Kg/m2	
	Azulejo		15	10
	Mosaico de pasta		35	25
	Granito de terrazo de 20 x 20		45	35
	30 x 30		55	45
	40 x 40		65	55
	Loseta asfáltica o vinílica		10	5

ARTICULO 224.—CARGA MUERTA ADICIONAL PARA PISOS DE CONCRETO. El peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementará en 20 kg/m2. Cuando sobre una losa colada en el lugar o precolada, se coloque una capa de mortero de peso normal, el peso calculado de esta capa se incrementará además en 20 kg/m2; de manera que en losas coladas en el lugar que lleven una capa de mortero, el incremento total será de 40 kg/m2

Tratándose de losas y capas de mortero que posean pesos volumétricos diferentes del normal, estos valores se modificarán en proporción a los pesos volumétricos.

CAPITULO XXXVI

Cargas vivas

ARTICULO 225.—DEFINICION. Se considerarán cargas vivas a las fuerzas gravitacionales que obran en una construcción y que no tienen carácter permanente.

ARTICULO 226.—TIPOS DE CARGAS VIVAS. En el diseño deberán considerarse los valores nominales de las cargas vivas especificadas en el artículo 227 de este Reglamento por unidad de área y en función del uso del piso o cubierta en cuestión.

La carga viva máxima w_m se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como en el diseño estructural, ante cargas gravitacionales, de los cimientos.

La carga instantánea w_a se deberá usar para diseño sísmico y por viento, y cuando se revise el efecto de cargas vivas desfavorables que la uniforme mente repartida sobre toda el área. La carga máxima w_m se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos en materiales poco permeables (limos y arcillas) saturados.

Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en caso de problemas de flotación y volteamiento, su intensidad se considerará nula sobre toda el área, a menos que pueda justificarse otro valor de acuerdo con la definición del artículo 213 de este Ordenamiento.

ARTICULO 227.—VALORES NOMINALES.—Las cargas vivas unitarias nominales no se considerarán menores que las de la tabla siguiente, donde "A" representa el área tributaria en metros cuadrados, correspondiente al elemento que se diseña.

TABLA DE CARGAS VIVAS UNITARIAS DE DISEÑO

Destino del piso o cubierta	W (Kg/m²)	W_a (Kg/m²)	W_m (Kg/m²)	Observaciones
I.- Habitación (casas-habitación, apartamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares, oficinas, despachos y laboratorios.	70	90	$120+420A^{-1/2}$	(1)
II.- Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público).				
Cuando sirven a no más de 200m² de área habitable.	40	150	$150+200A^{-1/2}$	
Cuando sirven a un área habitable superior a 200m² e inferior a 400m².	40	150	$150+400A^{-1/2}$	
Cuando sirven a 400m² o de área habitable o a un lugar de reunión	40	150	$150+600A^{-1/2}$	
III.- Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales.	40	350	450	
IV.- Otros lugares de reunión (templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, bibliotecas, aulas, salas de juego y similares)	40	250	300	(2)
V.- Comercios, fábricas y bodegas.				
Area tributaria hasta de 20m²	$0.8w_m$	$0.9w_m$	w_m	(3)
Area tributaria mayor de 20m²	$0.7w_m$	$0.8w_m$	$0.9w_m$	$(3)_a$
VI.- Tanques y cisternas	$0.7w_m$	$0.8w_m$	w_m	(4)
VII.- Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor del 5%	15	70	100	(5)
VIII.- Cubiertas y azoteas con pendiente mayor del 5% y menor del 20%	5	20	60	(6)

TABLAS DE CARGAS VIVAS UNITARIAS DE DISEÑO
Kg/m2

IX.- Cubiertas y azoteas con pendiente mayor del 20%	5	20	30	(5) (7)
X.- Volados en vía pública (marquesinas) balcones y similares.)	15	70	300	
XI.- Garages y estacionamientos (para automóviles exclusivamente).	40	100	150	(8)
XII.- Andamios y cimbra para concreto.	15	70	100	(9)

OBSERVACIONES

(1) Por lo menos en una estancia o sala-comedor de las que contribuyen a la carga de una viga columna u otro elemento estructural de una casa-habitación, edificio de apartamientos o similar, debe considerarse para diseño estructural Wm=250 kg/m2 y en las demas según corresponda al área tributaria en cuestión

(2) Las cargas especificadas no incluyen el peso de muros divisorios de tabique ni de otros materiales de peso comparable, ni de cortinajes en salas de espectáculos, archivos importantes, cajas fuertes, libreros sumamente pesados ni el de otros objetos no usuales. Cuando se prevean tales cargas deberán diseñarse elementos estructurales y, mediante placas metálicas colocadas en lugares facilmente visibles de la construcción, señalarse su ubicación y carga permisible.

(3) Atendiendo al destino del piso se fijará la carga unitaria nominal Wm, que corresponda a un área tributaria menor de 20 m2, la que debera especificarse en los planos estructurales y en placas metalicas colocadas en lugares facilmente visibles de la construccion La carga Wm será mayor de 350 kg/m2 en todos los casos. Cuando se prevean cargas concentradas importantes se debe proceder como se especifica en (2)

(4) Wm = presion en el fondo del tanque o cisterna, correspondiente al tirante máximo posible

(5) Las cargas vivas en estas cubiertas y azoteas pueden disminuirse si mediante lloraderos adecuados se asegura que el nivel máximo que puede alcanzar el agua de lluvia en caso de que se tapen las bajadas no produce una carga viva superior a la propuesta; pero en ningún caso este valor será menor que el correspondiente al especificado para cubiertas y azoteas con pendientes mayor de cinco y menor de 20 por ciento.

Las cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por tinacos y anuncios Estas deben preverse por separado y especificarse en los planos estructurales.

En el diseño de pretiles de cubiertas, azoteas y barandales para escaleras, rampas, pasillos y balcones se supondrá una carga viva horizontal no menor de 100 kg/m actuando al nivel y en la direccion más desfavorable

(6) Adicionalmente los elementos de las cubiertas deberan revisarse con una carga concentrada de 100 kg en la posicion más crítica, si esta resulta mas desfavorable que la carga uniforme especificada

(7) Además, en el fondo de los valles de techos inclinados se considerara una carga, debida al granizo, de 30 kg. por cada metro cuadrado de proyeccion horizontal del techo que desague hacia el valle

(8) Más una concentración de 1.5 ton en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate

(9) Mas una concentracion de 100 kg en el lugar más desfavorable, debe cumplirse, además, con lo dispuesto en el Capitulo de Cimbras y Andamios del Título V

ARTICULO 228.—CARGAS VIVAS DURANTE LA CONSTRUCCION Durante el proceso de construcción deberán considerarse las cargas vivas transitorias que pueden producirse, estas incluirán el peso de los materiales que se almacenen temporalmente, el de los vehículos y equipo el del colado de plantas superiores que se apoyen en la planta que se analiza y el del personal necesario, no siendo este último peso menor que la carga viva que se especifica para cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de 5%

ARTICULO 229.—CAMBIOS DE CARGAS El propietario será responsable de los perjuicios que ocasione el cambio de uso de una construcción, cuando produzca cargas mayores que las del diseño aprobado.

CAPITULO XXXVII

Diseño por Sismo

ARTICULO 230.—NOTACION. Cada símbolo empleado en el presente capítulo se definirá donde se emplee por primera vez. Los más importantes son:

a (adimensional) = ordenada de los espectros de diseño como fracción de la aceleración de la gravedad, sin reducción por ductilidad.

a_0 (adimensional) = valor de a para T = 0

B = base de un tablero de vidrio.

c (adimensional) = V/W = Coeficiente sísmico.

H = altura de un tablero de vidrio

h (m) = altura de la masa para la que se calcula fuerza horizontal

Q (adimensional) = factor de ductilidad.

Q' (adimensional) = factor reductivo de fuerzas sísmicas para fines de diseño.

T (seg) = período natural

T_1, T_2 (seg) = períodos característicos de los espectros de diseño

R = respuesta de diseño

R_i = respuesta en el modo i

r = exponente en las expresiones de los espectros de diseño

r_0 = radio de giro de la masa en el extremo superior de un péndulo invertido.

V (ton) = Fuerza cortante horizontal en la base de la construcción.

W (ton) = peso de la construcción (carga muerta más carga viva)

ARTICULO 231.—ZONAS. Para los efectos de este Capítulo se considerarán las zonas I a IV que fija el artículo 262 de este Reglamento. En lo que sigue se darán valores únicamente para las zonas I a III; cualquier terreno dentro de la zona IV se podrá clasificar en alguna de las tres primeras al hacer los estudios de mecánica de suelos que se requieren en dicho artículo.

ARTICULO 232.—CLASIFICACION DE LAS CONSTRUCCIONES SEGUN SU USO.—Según su uso, las construcciones se clasifican en los siguientes grupos:

GRUPO A.—Construcciones cuyo funcionamiento sea especialmente importante a raíz de un sismo o que en caso de fallar causaría pérdidas directas o indirectas excepcionalmente altas en comparación con el costo necesario para aumentar su seguridad. Tal es el caso de subestaciones eléctricas, centrales telefónicas, estaciones de bomberos, archivos y registros públicos, hospitales, escuelas, estadios, templos, centros de reunión, salas de espectáculos, estaciones terminales de transporte, monumentos, museos y locales que alojen equipo especialmente costoso en relación con la estructura así como instalaciones industriales cuya falla pueda ocasionar la difusión en la atmósfera de gases tóxicos o que puedan causar daños materiales importantes en bienes o servicios.

GRUPO B.—Construcciones cuya falla ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia, tales como otras plantas industriales, bodegas ordinarias, gasolineras, comercios, bancos, edificios de habitación, hoteles, edificios de oficinas, bardas cuya altura exceda de 2.5 m y todas aquellas estructuras cuya falla por movimientos sísmicos pueda poner en peligro otras construcciones de este grupo o del A.

GRUPO C.—Construcciones cuya falla por sismo implicaría un costo pequeño y no causaría normalmente daños a construcciones de los primeros grupos. Se incluyen en el presente grupo bardas con altura no mayor de 2.5 m. y bodegas provisionales para la construcción de obras pequeñas. Estas construcciones no requieren diseño sísmico.

ARTICULO 233.—CLASIFICACION DE LAS CONSTRUCCIONES SEGUN SU ESTRUCTURACION. Las construcciones a que se refiere este Capítulo se clasificarán en los siguientes tipos de estructuración:

TIPO 1.—Se incluyen dentro de este tipo los edificios y naves industriales, salas de espectáculos y construcciones semejantes, en que las fuerzas laterales se resisten en cada nivel por marcos continuos contraventeados o no, por diafragmas o muros o por combinación de diversos sistemas como los mencionados. Se incluyen también las chimeneas, torres y bardas, así como los péndulos invertidos, o estructuras en que el 50 por ciento o más de su masa se halle en el extremo superior, y que tengan un solo elemento resistente en la dirección de análisis.

TIPO 2.—Tanques.

TIPO 3.—Muros de retención.

TIPO 4.—Otras estructuras.

Los criterios de diseño para estructuras tipo 1 se especifican en los artículos 234 a 244 de este Reglamento. Los que se aplican a los tipos 2, 3 y 4 se especifican en los artículos 245 y 247 de este Ordenamiento.

ARTICULO 234.—COEFICIENTE SISMICO. Se entiende por coeficiente sísmico "c" el cociente de la fuerza cortante horizontal en la base de la construcción, sin reducción por ductilidad, y el peso W de la misma sobre dicho nivel. Para el cálculo de W se tomarán las cargas muertas y vivas que especifican los Capítulos XXXV y XXXVI de este Título, respectivamente.

Para el análisis estático de las construcciones clasificadas en el grupo B del artículo 232 de este Ordenamiento según su uso, se emplearán los valores de c que consigna la tabla siguiente.

Coeficiente sísmico para Estructuras del Grupo B

ZONA	c
I (terreno firme)	0.16
II (terreno de transición)	0.20
III (terreno compresible)	0.24

Tratándose de las construcciones clasificadas en el grupo A del propio artículo 232, estos valores se multiplicarán por 1.3.

ARTICULO 235.—REDUCCION POR DUCTILIDAD. Con fines de diseño, las fuerzas sísmicas para análisis estático y los espectros para análisis dinámico modal se obtendrán, según especifican los artículos 236 y 240 de este Reglamento, dividiendo respectivamente los coeficientes sísmicos del artículo 234 de este Ordenamiento o las ordenadas de los espectros de diseño sísmico del artículo 240 del presente cuerpo de normas reglamentarias entre el factor Q', obtenido como se define en los citados artículos 236 y 240 para los métodos dinámico y estático, respectivamente. Q' es función del factor de ductilidad Q que se especifica más adelante. Las deformaciones se calcularán multiplicando por Q las causadas por las fuerzas sísmicas reducidas.

El factor Q podrá diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sea la ductilidad de ésta en dichas direcciones.

Para aplicar el factor Q de ductilidad, las estructuras deben satisfacer los requisitos señalados en la tabla siguiente:

VALORES DEL FACTOR Q DE DUCTILIDAD

Caso	Tipo de estructuración.	Requisitos	Factor de ductilidad.
1	I	La resistencia es suministrar en todos los niveles esclusivamente por marcos no contraventeados de concreto reforzado o de acero con zona de fluencia definida, y se cumplen las siguientes condiciones: a) Las vigas y columnas de acero satisfacen los requisitos correspondientes a secciones compactas, de acuerdo con los criterios que al respecto fija el Departamento en las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento y sus juntas pueden admitir rotaciones importantes antes de fallar. b) Las columnas de concreto son zunchadas o poseen estribos que proporcionan al núcleo un confinamiento equivalente al del zuncho, de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento. c) Para la revisión de los estados límite los miembros sujetos a fuerza cortante, torsión, pandeo por compresión axial y otras formas de falla frágil, se diseña con un factor de carga de 1.4 en lugar de 1.1 especificado en el artículo 220 del presente cuerpo normativo para cuando se obran cargas accidentales. d) Se satisfacen las limitaciones que se fijan para articulaciones plásticas en miembros de concreto en las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento. Dichas limitaciones deben satisfacerse en todos los extremos de trabes y columnas o bien, en los lugares donde se formarían las articulaciones plásticas que se requerirían para que cada marco alcanzara un mecanismo de colapso en cada piso o entre piso, si la fuerza lateral fuera suficientemente elevada. e) El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso (resistencia de diseño calculada, tomando en cuenta todos los elementos que pueden contribuir a la resistencia) entre la acción de diseño, no diferirá en más de 20 por ciento de promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos.	3.0

VALORES DEL FACTOR Q DE DUCTILIDAD

1	1	La resistencia en todos los niveles es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de concreto, madera o acero con o sin zona de fluencia definida, así como por marcos contraventeados o con muros de concreto, en los que la capacidad de los marcos sin contar muros o contravientos sea cuando menos el 25 por ciento del total. El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso (resistencia de diseño calculada tomando en cuenta todos los elementos que pueden contribuir a la resistencia) entre la acción de diseño, no difiera en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos.	4
2	1	La resistencia a fuerzas laterales es suministrada por marcos o columnas de concreto reforzado, madera o acero contraventeados o no, o muros de concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por los casos 1 y 2 de esta tabla, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dalas, columnas, o trabes de concreto reforzado o de acero, que satisfacen los requisitos de las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento.	2.5
3	1	La resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los niveles por muros de mampostería de piezas huecas confinados o con refuerzo interior que satisfacen los requisitos de las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos 1 a 3.	1.5
5	1 a 4	Estructuras de cualquier tipo cuya resistencia a fuerzas laterales sea suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre, a satisfacción del Departamento, que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica.	1.0

ARTICULO 236.—ESPECTRO PARA DISEÑO SISMICO

Cuando se aplique el análisis dinámico modal que especifica el artículo 241 de este Reglamento, dicho análisis se llevará a cabo de acuerdo con las siguientes hipótesis.

I. La estructura se comporta elásticamente.

II. La ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, "a", expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, está dada por las siguientes expresiones, donde "c" es el coeficiente sísmico obtenido en la tabla del artículo 234 del presente cuerpo normativo.

VALORES DEL FACTOR Q DE DUCTILIDAD

Caso	Tipo de estructuración.	Requisitos	Factor de ductilidad.
		$a = a_o + (c - a_o)\, T/T_1$, si T es menor que T_1	
		$a = c$, si T está entre T_1 y T_2	
		$a = c\,(T_2/T)^r$, si T excede de T_2	
		Aquí, T es el período natural de interés y T, T_1 y T_2 están expresados en segundos.	

VALORES DE a_o, T_1, T_2 y r

ZONA	a_o	T_1	T_2	r
I	0.03	0.3	0.8	1/2
II	0.045	0.5	2.0	2/3
III	0.06	0.8	3.3	1

IV. Los sitios incluídos en esta zona se reclasificarán en alguna de las tres anteriores de acuerdo con lo estipulado en el artículo 262 de este Ordenamiento, salvo que para sitios que al reclasificarse resulten en la zona III, el valor de T2 no se tomará menor que 5 seg, a menos que se compruebe que es aplicable un valor menor, ya sea con base en estudios que tomen en cuenta las relaciones esfuerzo de formación de los suelos que se encuentren en el sitio o en el análisis de las características de temblores intensos ahí registrados. En ningún caso se tomará T2 menor que el especificado en esta tabla para la zona correspondiente.

Para evaluar las fuerzas sísmicas, éstas ordenadas se dividirán entre el factor Q', el cual, se tomará igual a Q si T es mayor que T1, e igual a 1 + (Q-1) T/T1 en caso contrario; y.

III. Las ordenadas espectrales especificadas tienen en cuenta los efectos de amortiguamiento, por lo que, excepto la reducción por ductilidad, no deben sufrir reducciones adicionales a menos que éstas se concluyan de estudios específicos aprobados por el Departamento.

ARTICULO 237.—CRITERIO DE ANALISIS.

Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno. Los efectos correspondientes (desplazamientos y fuerzas internas) se combinarán con los de las fuerzas gravitacionales. En edificios la combinación en cada sección crítica se efectuará sumando vectorialmente los efectos gravitacionales los de un componente del movimiento del terreno y, cuando sea significativo, 0.3 de los efectos del otro, en péndulos invertidos y tanques elevados, así como en torres, chimeneas y estructuras semejantes, la combinación en cada sección crítica se efectuará sumando vectorialmente los efectos gravitacionales, los de un componente del movimiento del terreno y 0.3 de los efectos del otro. Y en todos los casos se supondrá la más desfavorable de dichas combinaciones, asignando a los efectos sísmicos el signo más desfavorable.

El análisis de los efectos debidos a cada componente del movimiento del terreno deberá satisfacer los siguientes requisitos, con las salvedades que correspondan al método simplificado de análisis.

I.—La influencia de fuerzas laterales se analizará tomando en cuenta los desplazamientos horizontales, los verticales que sean significativos, los giros de todos los elementos integrantes de la estructura así como la continuidad y rigidez de los mismos. En particular se considerarán los efectos de la inercia rotacional en los péndulos invertidos;

II. Deberán tomarse en cuenta efectos de segundo orden cuando la deformación total de un entrepiso dividida entre su altura, medida de piso a piso, sea mayor que 0.03 veces la relación entre la fuerza cortante del entrepiso y las fuerzas verticales debidas a acciones permanentes y variables que obren encima de éste. Se entenderá por análisis de segundo orden aquel que suministra las fuerzas internas y deformaciones teniendo en cuenta la contribución de la acción de las fuerzas actuantes sobre la estructura deformada. Para valuar los efectos de segundo orden se aplicarán los procedimientos prescritos en las normas técnicas complementarias;

III.—En las estructuras metálicas revestidas de concreto reforzado se podrá considerar la acción combinada de estos materiales en el cálculo de resistencias y rigideces cuando se asegure el trabajo combinado de las secciones compuestas.

IV.—Se revisará la seguridad contra los estados límite de la cimentación. Se supondrá que no obran tensiones entre las subestructuras y el terreno, debiéndose satisfacer el equilibrio de las fuerzas y momentos totales calculados. Se podrán admitir tensiones entre la subestructura y elementos tales como pilotes o pilas siempre que estos elementos estén específicamente diseñados para resistir dichas tensiones.

V.—Se verificará que las deformaciones de los sistemas estructurales, incluyendo las de las losas de piso, sean compatibles entre sí. Se revisará que todos los elementos estructurales, incluso las losas, sean capaces de resistir los esfuerzos inducidos;

VI.—En el diseño de marcos que contengan tableros de mampostería que formen parte integrante de la estructura, se supondrá que las fuerzas cortantes que obran en ellos son equilibradas por fuerzas axiales y cortantes en los miembros que constituyen el marco. Se revisará que las esquinas del marco sean capaces de resistir los esfuerzos causados por los empujes que sobre ellas ejercen los tableros;

VII.—Cuando los muros divisorios no se consideren como parte integrante de la estructura deberán sujetarse a ésta de manera que no restrinjan su deformación en el plano del muro. Deberán especificarse los detalles de sujeción en los planos constructivos;

VIII.—Para el diseño de todo elemento que contribuya en más de 20% a la capacidad total en fuerza cortante, momento torsionante o momento de volteo de un entrepiso dado, se adoptará un factor de carga 20% superior al que le correspondería de acuerdo con el artículo 220 de este Reglamento, y,

IX.—En las estructuras cuyas capacidades o relaciones fuerza deformación sean diferentes para cada sentido de aplicación de las cargas laterales, se aplicará algún procedimiento que tome en cuenta la forma en que tal diferencia afecte a los requisitos de ductilidad.

ARTICULO 238.—ELECCION DEL TIPO DE ANALISIS. Las estructuras con altura menor de 60 m podrán analizarse de acuerdo con el método estático al que se refiere el artículo 240 de este Reglamento o con los dinámicos a los que hace mención el artículo 241 de este Ordenamiento. En las estructuras con altura superior a 60 m, deberá emplearse el análisis dinámico descrito en el artículo 241 antes citado.

El método simplificado a que se refiere el artículo 239 del presente cuerpo normativo, será aplicable al análisis de estructuras del tipo 1 cuando se cumplan simultáneamente los siguientes requisitos.

I.—En cada planta al menos el 75 por ciento de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas corridas. Dichos muros deberán ser de concreto, de mampostería de piezas macizas o de mampostería de piezas huecas que satisfagan las condiciones establecidas en las Normas Técnicas Complementarias.

II.—En cada nivel existirán al menos dos muros perimetrales de carga paralelos o que formen entre sí un ángulo no mayor de 20 grados, debiendo estar cada muro ligado por las losas antes citadas en una longitud de por lo menos 50 por ciento de la dimensión del edificio, medida en las direcciones de dichos muros.

III.—La relación entre longitud y anchura de la planta del edificio no excederá de 2.0, a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación entre longitud y anchura satisfaga esta restricción y cada tramo resista según el criterio que marca el artículo 239 de este Reglamento; y,

IV.—La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excederá de 1.5, y la altura del edificio no será mayor de 13 m.

ARTICULO 239.—METODO SIMPLIFICADO DE ANALISIS. Para aplicar este método no se tomará en cuenta los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo y se verificará únicamente que en cada piso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga proyectadas en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que obre en dicho piso, calculada según se especifica en el inciso I del artículo 240 de este Reglamento, pero empleando los coeficientes sísmicos reducidos que se indican en la tabla siguiente, debiéndose verificar por lo menos en dos direcciones ortogonales.

COEFICIENTES SISMICOS REDUCIDOS POR DUCTILIDAD PARA EL METODO SIMPLIFICADO

	MURO DE PIEZAS MACIZAS ALTURA DE LA CONSTRUCCION			MURO DE PIEZAS HUECAS ALTURA DE LA CONSTRUCCION		
ZONA	Menor de 4 m.	Entre 4 y y 7 m.	Entre 7 y 13 m.	Menor de 4 m.	Entre 4 y 7 m.	Entre 7 y y 13 m.
I.	0.06	0.08	0.08	0.07	0.11	0.11
II.	0.07	0.08	0.10	0.08	0.11	0.13
III.	0.07	0.09	0.10	0.08	0.10	0.12

En este cálculo, tratándose de muros cuya relación entre la altura de pisos consecutivos, h, y la longitud, L, exceda de 1.33, la resistencia se reducirá afectándola del coeficiente (1.33 L/h)2.

ARTICULO 240.—ANALISIS ESTATICO. Para efectuar el análisis estático de una estructura, se procederá en la forma siguiente.

I.—Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se suponga concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde por un coeficiente proporcional a h, siendo h la altura de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables), sin incluir tanques apéndices u otros elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto de la misma. El factor de proporcionalidad se tomará de tal manera que la relación V/W en la base sea igual a c/Q pero no menor que ao, siendo Q el factor de ductilidad que se define en el artículo 235 de este Reglamento y "c" el valor dado por la tabla del artículo 234 de este mismo Ordenamiento. Al calcular V/W se tendrán en cuenta los pesos de tanques, apéndices y otros elementos cuya estructuración difiera radicalmente del resto de la estructura y las fuerzas laterales asociadas a ellos, calculadas según se especifica en el inciso V de este artículo.

II.—Podrán adoptarse fuerzas cortantes menores que las calculadas según el inciso anterior, siempre y cuando se tome en cuenta el valor aproximado del período fundamental de vibración de la estructura de acuerdo con lo siguiente:

a) El período fundamental de vibración T, se tomará igual a

$6.3 \left(\frac{1}{g} \sum W_i x_i^2 / \sum P_i x_i\right)^{1/2}$; en donde W_i es el peso de la masa i, P_i la fuerza horizontal que actúa sobre ella de acuerdo con el inciso I, x_i el correspondiente desplazamiento en la dirección de la fuerza, y g la aceleración de la gravedad.

b) Si T está comprendido entre T_1 y T_2 no se permitirá reducción por concepto de la influencia del período fundamental de vibración.

c) Si T es mayor que T_2 se procederá como en el inciso I, pero de tal manera que cada una de las fuerzas laterales se tome igual al peso de la masa que corresponde por un coeficiente igual a:

$$(k_1 h + k_2 h^2)\, c/Q$$

siendo:

$k_1 = q\left[1 - (1-q)\right] \sum W_i / (\sum W_i h_i)$

$k_2 = 1.5 q\,(1-q) \sum W_i / (\sum W_i h_i^2)$

$q = (T_2/T)^r$

y h_i la altura de la i ésima masa sobre el desplante.

d) Si T es menor que T_1, se procederá como en el inciso I pero de tal manera que la relación V/W en la base sea igual a:

$$\left[a_o + (c - a_o)\, T/T_1\right]/Q.$$

III.—En el análisis de péndulos invertidos (estructuras en que 50 por ciento o más de su masa se halle en el extremo superior y tengan un solo elemento resistente en la dirección de análisis), además de la fuerza lateral estipulada se tendrán en cuenta las aceleraciones verticales

de la masa con respecto a un eje horizontal normal a la dirección de análisis y que pase por el punto de unión entre la masa y el elemento resistente. El defecto de dichas aceleraciones se tomará equivalente a un par aplicado en el extremo superior del elemento resistente, cuyo valor es 1.5 V ra 2A/x siendo V la fuerza lateral actuante sobre la masa, ro el radio de giro de dicha masa con respecto al eje horizontal en cuestión, A el giro del extremo superior del elemento resistente bajo la acción de la fuerza lateral V y x el desplazamiento lateral de dicho extremo.

IV.—Cuando el análisis estático se lleve a cabo de acuerdo con el inciso II, el factor Q' definido en el artículo 235 del presente cuerpo de normas reglamentarias se calculará de acuerdo con lo especificado en el artículo 236 del presente cuerpo de normas reglamentarias.

V.—Para valuar las fuerzas sísmicas que obran en tanques, apéndices y demás elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto de la construcción, se supondrá actuando sobre el elemento en cuestión la misma distribución de aceleraciones que le correspondería si se apoya directamente sobre el terreno, multiplicada por $(c'+a_o)/a_o$ donde c' es el factor por el que se multiplica con los pesos a la altura de desplante del elemento cuando se calculan las fuerzas laterales sobre la construcción. Se incluyen en este requisito los parapetos, pretiles, anuncios, ornamentos, ventanales, muros, revestimientos y otros apéndices con que cuenten. Se incluyen, asimismo, los elementos sujetos a esfuerzos que dependen principalmente de su propia aceleración (no de la fuerza cortante ni del momento de volteo), como las losas que transmiten fuerzas de inercia de las masas que soportan.

VI.—El momento de volteo para cada marco o grupo de elementos resistentes en un nivel dado podrá reducirse, tomándolo igual al calculado multiplicado por 0.8 + 0.2 z (siendo z la relación entre la altura a la que se calcula el factor reductivo por momento de volteo y la altura total de la construcción), pero no menor que el producto de la fuerza cortante en el nivel en cuestión multiplicada por su distancia al centro de gravedad de la parte de la estructura que se encuentre por encima de dicho nivel. En péndulos invertidos no se permite reducción de momento de volteo.

VII.- La excentricidad torsional calculada en cada nivel se tomará como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y la fuerza cortante en dicho nivel. Para fines de diseño, el momento torsionante se tomará igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco resulte más desfavorable de la siguiente: $1.5 e_s + 0.1 b$ ó $e_s - 0.1 b$, donde e_s es la excentricidad torsional calculada en el entrepiso considerado y b es la máxima dimensión en planta de dicho entrepiso medida perpendicularmente a la dirección del movimiento del terreno.

ARTICULO 241.--ANALISIS DINAMICO. Se aceptarán como métodos de análisis dinámico el análisis modal y el cálculo paso a paso de respuestas a temblores específicos.

Si se usa el análisis modal, deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con período mayor o igual que 0.4 seg., pero en ningún caso podrán considerarse menos de 3 modos. Puede despreciarse el efecto dinámico torsional de excentricidades estáticas. En tal caso, el efecto de dichas excentricidades y de la excentricidad accidental se calculará como lo especifica el artículo correspondiente al análisis estático.

Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales actuando sobre la estructura, se supondrán las aceleraciones espectrales de diseño especificadas en el artículo 236 de este Reglamento, incluyendo la reducción que así mismo se fija. Esta reducción no será aplicable a las deformaciones calculadas.

Las respuestas modales R_i (donde R_i puede ser fuerza cortante, deformación, momento de volteo, etc.,) se combinarán de acuerdo con la expresión:

$$R = (\sum R_i^2)^{1/2}$$

salvo los casos en que en el cálculo de los modos de vibración se hayan tomado en cuenta los grados de libertad correspondientes a torsión o a deformaciones de apéndices. En estos casos, los efectos de los modos naturales se combinarán de acuerdo con el criterio que apruebe el Departamento.

Si se emplea el método de cálculo paso a paso de respuestas a temblores específicos, podrá acudirse a acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados, o a combinaciones de éstos siempre que se usen menos de cuatro movimientos representativos, independientes entre sí, cuyas intensidades sean compatibles con los demás criterios que consigna el presente Reglamento y que se tengan en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura y las incertidumbres que haya en cuanto a sus parámetros.

ARTICULO 242.—ESTADO LIMITE POR DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES. Las deformaciones laterales de cada entrepiso debidas a fuerza cortante no excederán de 0.008 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo donde los elementos que no forman parte integrante de la estructura estén ligados a ella en tal forma que no sufran daños por las deformaciones de ésta. En ese caso el límite en cuestión deberá tomarse igual a 0.016. En el cálculo de los desplazamientos se tomará en cuenta la rigidez de todos elementos que formen parte integrante de la estructura.

ARTICULO 243.—ESTADO LIMITE POR ROTURA DE VIDRIOS. En las fachadas, tanto interiores como exteriores, los vidrios de las ventanas se colocarán en los marcos de manera que quede en torno del derredor de cada panel una holgura por lo menos igual a la mitad del desplazamiento horizontal relativo entre sus extremos, calculado a partir de la deformación por cortante de entrepiso y dividido entre 1 + H/B, donde B es la base y H la altura del tablero de vidrio de que se trate. Podrá omitirse esta precaución cuando los marcos de las ventanas estén ligados a la estructura de tal manera que las deformaciones de ésta no los afecten.

ARTICULO 244.—ESTADOS LIMITE POR CHOQUES CONTRA ESTRUCTURAS ADYACENTES. Cada construcción deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos, una distancia igual al desplazamiento horizontal acumulado calculado en cada nivel, aumentado en 0.001, 0.0015 y 0.002 de su altura, en las zonas I, II y III respectivamente.

En caso de omitirse este cálculo esta separación deberá ser cuando menos de 0.006, 0.007 y 0.008 de su altura, en las zonas I, II y III respectivamente. La separación en ningún caso será inferior a 5 cm.

Para las juntas de dilatación regirá el mismo criterio que para los linderos de colindancia, a menos que se tomen precauciones especiales para evitar daños por choques.

ARTICULO 245.—TANQUES. En el diseño de tanques deberán tomarse en cuenta las presiones hidrodinámicas y las oscilaciones del líquido almacenado, así como los momentos que obren en el fondo del recipiente. De acuerdo con el tipo de la estructura que los soporte, se adoptarán los valores de Q que se fijan en el artículo 235 de este Ordenamiento correspondientes a la estructuración 1 y los criterios de análisis estático especificados en el artículo 240 de este Reglamento.

ARTICULO 246.—MUROS DE RETENCION. Los empujes que ejercen los rellenos sobre los muros de retención, debidos a la acción de los sismos, se valuarán suponiendo que el muro y la zona de relleno por encima de la superficie crítica de deslizamiento se encuentran en equilibrio límite bajo la acción de las fuerzas debidas a carga vertical, y a una aceleración horizontal igual a c/3 veces la gravedad. Podrán asimismo emplearse procedimientos diferentes cuando sean previamente aprobados por el Departamento.

ARTICULO 247.—OTRAS ESTRUCTURAS. El análisis y diseño de las estructuras que no puedan clasificarse en alguno de los tipos descritos, se hará de manera congruente con lo que establece el presente reglamento para los tipos aquí tratados, previa aprobación del Departamento.

ARTICULO 248.—ESTRUCTURAS DAÑADAS. Cuando a raíz de un sismo una construcción sufra daños en sus elementos, sean o no estructurales, el dueño del inmueble deberá presentar un proyecto de reparación o de refuerzo al Departamento suscrito por un Director Responsable de Obra.

El proyecto y su ejecución se realizarán bajo la responsabilidad del Director Responsable.

CAPITULO XXXVIII

Diseño por Viento

ARTICULO 249.—GENERALIDADES. Las construcciones se analizarán suponiendo que el viento puede actuar por lo menos en dos direcciones horizontales perpendiculares entre sí.

Los factores de carga para diseño por viento serán los que se especifican para acciones accidentales en el artículo 220 de este Reglamento.

Para verificar la estabilidad general de las construcciones en cuanto a volteamiento, se analizará esta posibilidad suprimiendo las cargas vivas que contribuyan a disminuir el efecto. Para estos fines el factor de carga se tomará igual a 1.4.

Deberá estudiarse el efecto local de presiones interiores. En todos los casos se revisará la estabilidad de la cubierta o de sus anclajes.

Serán aplicables los criterios generales de análisis que señala el artículo 214 del presente cuerpo normativo.

ARTICULO 250.—CLASIFICACION DE LAS ESTRUCTURAS. De acuerdo con su uso, las construcciones se clasificarán igual que para efectos de diseño sísmico, según el artículo 232 de este Reglamento.

De acuerdo con la naturaleza de los principales efectos que el viento puede ocasionar en las estructuras, éstas se clasificarán en cuatro tipos:

TIPO 1. Comprende las estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento. Incluye específicamente las siguientes construcciones:

a) Edificios de habitación u oficinas, con altura inferior de 60 m o periodo natural menor de 2 seg, y,

b) Las construcciones cerradas, techadas con sistemas de arcos, trabes, armaduras, losas, cascarones u otros sistemas de cubierta rígidas; es decir, que sean capaces de tomar las cargas debidas a viento sin que varíe esencialmente su geometría. Se excluyen las cubiertas flexibles, como las de tipo colgante, a menos que por la adopción de una geometría adecuada, la aplicación de presfuerzo u otra medida se logre limitar la respuesta estructural dinámica.

TIPO 2. Comprende las estructuras cuya esbeltez o dimensiones reducidas en su sección transversal las hacen especialmente sensibles a las ráfagas de corta duración, y cuyos períodos naturales largos favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes. Se cuentan en este tipo, los edificios para habitación u oficinas con esbeltez, definida como la relación entre la altura y la menor dimensión en planta, mayor de 5, o con período fundamental mayor de 2 segundos, o altura mayor de 60 metros.

Se incluyen también las torres atirantadas o en voladizo para líneas de transmisión, antenas, tanques elevados

tapeto [illegible] en general, las estructuras que presenten una dimensión muy corta paralela a la dirección del viento. Se excluirán de este tipo las estructuras que [illegible]

TIPO 2.—Comprende estructuras como las definidas en el Tipo 2 en que, además, la forma de la sección transversal propicia la generación periódica de vórtices o remolinos, de ejes paralelos a la mayor dimensión de la estructura.

Son de este tipo las estructuras o componentes aproximadamente cilíndricos y de pequeño diámetro, tales como tuberías y chimeneas.

TIPO 4.—Comprende las estructuras que por su forma o por lo largo de sus períodos de vibración presentan problemas aerodinámicos especiales. Entre ellas se incluyen las cubiertas colgantes que no puedan incluirse en el Tipo 1.

ARTICULO 251.—EFECTOS.—En el diseño de estructuras sometidas a la acción de viento se deberán tomar en cuenta, de los siguientes efectos, aquellos que puedan ser importantes en cada caso:

I.—Empujes y succiones estáticos;

II.—Empujes dinámicos paralelos y transversales al flujo principal, causados por turbulencias;

III.—Vibraciones transversales al flujo causadas por vórtices alternantes, y;

IV.—Inestabilidad aeroelástica.

Para el diseño de las estructuras Tipo 1 basta con tener en cuenta los empujes estáticos del viento, calculados de acuerdo con el artículo 252 de este Reglamento.

Para el diseño de las estructuras Tipo 2 deberán incluirse los efectos estáticos y los dinámicos causados por turbulencia. El diseño podrá efectuarse según el criterio del artículo 257 de este Ordenamiento, o de acuerdo con un procedimiento de análisis que tome en cuenta las características de la turbulencia y sus efectos dinámicos sobre las estructuras.

Las estructuras Tipo 3 deberán diseñarse de acuerdo con los criterios especificados por las del Tipo 2, pero además, deberá revisarse su capacidad para resistir los efectos dinámicos de los vórtices alternantes, según se especifica en el artículo 258 del presente cuerpo de normas reglamentarias. Para estructuras Tipo 4, los efectos de viento deberán valuarse de acuerdo con un procedimiento de análisis que tome en cuenta las características de la turbulencia y sus efectos dinámicos, pero en ningún caso serán menores que los especificados para el Tipo 1. Los problemas de inestabilidad aeroelástica ameritarán estudios especiales que deberán ser aprobados por el Departamento.

ARTICULO 252.—EMPUJES ESTATICOS.—Las presiones o succiones debidas al viento se supondrán perpendiculares a la superficie sobre la cual actúan. Su intensidad se calculará con la expresión:

$$p = 0.0055\ cV^2 \quad (a)$$

siendo:

p = Presión o succión del viento (kg/m²);
c = [illegible]
V = Velocidad de diseño (km/h).

Cuando c sea positivo, se tratará de empuje; cuando sea negativo, se tratará de succión. En el artículo 255 de este Reglamento se definen valores de c aplicables a algunas de las construcciones más usuales. Si se tuvieran otros valores de c, deberán justificarse con base en resultados analíticos o experimentales sobre distribución de presiones de viento.

Se considerará que la fuerza resultante de la acción del viento actúa excéntricamente con respecto al centroide del área expuesta. Se supondrá en dirección horizontal una excentricidad accidental de [illegible] $\pm 2/(H+0.05L)$ para relaciones L/H menores de 2, y de $\pm 1/8$ para relaciones mayores, siendo H y L la altura y la [illegible] del área expuesta, respectivamente. En dirección vertical se tomará una excentricidad accidental de ± 0.05 H. Deberá tomarse el signo de la excentricidad que produzca la condición más desfavorable para el diseño de cada [illegible]. Los efectos de las excentricidades deberán considerarse de su [illegible] conjunto.

ARTICULO 253.—VELOCIDADES DE DISEÑO.—La velocidad del viento para el diseño será proporcional a la raíz cúbica de la altura sobre el terreno. Para las construcciones del grupo B según la clasificación del artículo 232 de este Reglamento, la velocidad a 10 m de altura no se tomará menor de 80 km/h. Para edificios del grupo B en promontorios se supondrá una velocidad mínima de 110 km/h a una altura de 10 m sobre la cima del promontorio.

Para las construcciones comprendidas dentro del grupo A del artículo 232 de este Ordenamiento, se [illegible] en lugar de viento las velocidades mencionadas [illegible] las del grupo C no se requerirá diseño por viento.

ARTICULO 254.—AREA EXPUESTA.—Los empujes por viento se valuarán suponiendo las presiones o succiones calculadas según la ecuación (a) del artículo 252 de este Reglamento actuando sobre las áreas expuestas que a continuación se indican:

El área expuesta será:

I.—En superficies planas, sin vanos, el área total.

II.—En construcciones de tipo torre, sin vanos, la proyección de la construcción sobre un plano vertical.

III.—En estructuras reticulares, tales como [illegible], la proyección de sus miembros sobre un plano normal a la dirección del viento. Cuando se tengan marcos o armaduras en diversos planos, podrá tomarse en cuenta la protección que algunos de los miembros proporcionan a otros.

IV.—En techos de dientes de sierra, la totalidad del primer diente, y la mitad del área para cada uno de los demás.

ARTICULO 255.—COEFICIENTES DE EMPUJE. Se aplicarán los siguientes coeficientes de empuje c:

I.—En muros rectangulares verticales. Cuando el viento actúe normalmente a la superficie expuesta, se tomará c=0.75 del lado de barlovento y —0.68 del de sotavento. La estabilidad de los muros aislados, tales como bardas, se analizará con la suma de los efectos de presión y succión, es decir, c = 1.43.

II.—En edificios con planta y elevación rectangulares. Se usarán para los muros normales a la acción del viento los valores de "c" que señala el párrafo anterior. En los muros paralelos a la acción del viento, así como en el techo, si éste es horizontal, se distinguirán tres zonas: en la primera, que se extiende desde la arista de barlovento hasta una distancia igual a un tercio de la altura de la construcción, c = —1.75. En la segunda, que abarca hasta una y media veces la altura de la construcción medida desde la misma arista, c = —1.00; y en el resto, c = —0.40. La misma especificación regirá en cubiertas con generatrices y aristas paralelas a la acción del viento (techos inclinados o cilíndricos). En estos casos se considerará como altura de la construcción la de su punto más alto.

III.—En cubiertas de arco circular. Para viento que actúe normalmente a las generatrices de la cubierta, se distinguirán tres zonas: la zona de barlovento, que se extiende hasta el punto en que la tangente al arco forma un ángulo de 45° respecto a la horizontal; la zona central, entre los puntos en que las tangentes forman ángulos de 45° y 135° respecto a la horizontal, y la zona de sotavento, a partir del límite de la zona central. Los coeficientes de empuje para esta condición serán los siguientes:

a) Si la relación de flecha de la cubierta a altura de la construcción es menor de 0.3:

Zona de barlovento c=4D/B—1.75.
Zona central c=—0.5 D/B—1.0.
Zona de sotavento c= —0.55.

b) Si la relación de flecha de la cubierta a altura de la construcción es igual a 1:

Zona de barlovento c=0.8 D/B.
Zona central c=0.5 D/B.
Zona de sotavento c=—0.55 D/B.

c) para relaciones de flecha de la cubierta a altura de la construcción comprendidas entre 0.3 y 1 se interpolará linealmente.

Cuando el viento actúe paralelamente a las generatrices, se supondrán las zonas y las presiones establecidas para las cubiertas horizontales. Para estos fines se tomará como altura de la construcción la de su punto más alto.

IV.—En cubiertas de dos aguas. Para viento con acción normal a las generatrices, se considerarán en la superficie de barlovento tres zonas iguales a las descritas para las cubiertas horizontales. Para estos fines se tomará como altura de la construcción la de su punto más alto.

Se emplearán los coeficientes de empuje especificados en la tabla siguiente:

Inclinación	Superficie de barlovento: Zona de barlovento	Zona central	Zona de sotavento	Superficie de sotavento
Menor de 65° si D/H < 0.3	-1.75+0.054 θ	-1.0+0.027 θ	-0.40-0.018 θ)	-0.68
si D/H = 1.0)	D/B, pero no mayor de 0.75	0.8 D/B, pero no mayor de 0.75	0.5 D/B, pero no mayor de 0.75	-0.68
Mayor de 65°	-0.75	0.75	0.75	-0.68

θ=Inclinación de la cubierta en grados.
D/H=Relación entre flecha de la cubierta y altura de la construcción.
Para valores de D/H comprendidos entre 0.3 y 1.0, interpólese linealmente.

Cuando el viento actúe paralelamente a las generatrices, se supondrán las zonas y las presiones establecidas para las cubiertas horizontales. Para estos fines se tomará como altura de la construcción la de su punto más alto.

V.—En cubiertas de un agua. Cuando el viento esté actuando normalmente a las generatrices horizontales, y la cubierta está orientada hacia el lado de barlovento, serán aplicables los coeficientes de la tabla para cubiertas de dos aguas. Si la cubierta está orientada hacia el lado de sotavento y su inclinación excede de 15°, se tomará c=—0.68. Si su inclinación es menor de 15°, para analizar los efectos de viento actuando paralelamente a las generatrices se supondrán las zonas y presiones establecidas para cubiertas horizontales.

V.—A cubiertas en forma de diente de sierra. Los [illegible] de viento perpendicular a las generatrices y sobre el primer diente, se calcularán como se especifica para las cubiertas de un agua.

Sobre los demás, se tomará c=—0.08. Los empujes horizontales se valuarán respetando la definición de área expuesta del artículo 254 de este Ordenamiento.

VI.—Chimeneas y torres. El empuje en la dirección del viento se valuará empleando la presión actuando sobre el área expuesta, con un coeficiente de empuje de 0.7.

VII.—En trabes y armaduras. En las trabes y en las armaduras aisladas se supondrá un coeficiente de empuje de 2.0, referido al área expuesta, pero podrán emplearse valores menores con base en datos de pruebas en túnel de viento. Cuando alguna trabe o armadura se encuentre protegida del lado de barlovento por una o más de características semejantes, el coeficiente de empuje podrá reducirse hasta rx, siendo x la relación entre separación y peralte de las trabes o armaduras y r un coeficiente con valor de 0.10 para trabes de alma llena y 1.5 para armaduras.

Para armaduras construídas con tubos de sección circular, el coeficiente de empuje se tomará igual a 0.7.

Para el diseño de estructuras continuas sobre varios apoyos, deberá suponerse en cada elemento o sección crítica la condición más desfavorable que provenga de considerar independientemente en cada claro un empuje comprendido entre el 75 y el 100 por ciento de valor máximo especificado.

El diseño local por viento de los miembros de estructuras trianguladas se efectuará empleando las velocidades de viento que correspondan a estructuras del tipo 2. Se incluirán los empujes paralelos a la dirección del viento y los normales a ella, empleando coeficientes de empuje longitudinal y transversal congruentes con los obtenidos en túnel de viento.

ARTICULO 256.—PRESIONES INTERIORES. Cuando el porcentaje n de aberturas de alguna de las paredes de la construcción en el nivel que se analiza, sea mayor del 30 por ciento de la parte del área expuesta que corresponda a dicha planta, en adición a las presiones o succiones exteriores deberán considerarse, para el diseño local de todos los elementos que limitan en cualquier dirección al nivel en cuestión, presiones o succiones interiores calculadas según la ecuación (a), expresada en el artículo 252 de este Reglamento, con valores de "c" iguales respectivamente a 0.8, cuando la abertura se encuentre del lado de barlovento, y a—0.6 cuando se encuentre del lado de sotavento o en costado.

Para valores de n menores de 30 por ciento, se supondrán para el cálculo de las presiones interiores los valores de c más desfavorables entre los especificados a continuación:

I.) Si la abertura se encuentra del lado de barlovento.

$$c = 0.8\left(\frac{n}{30} + 0.3\left(1-\frac{n}{30}\right)\right)$$

II.) Si la abertura se encuentra del lado de sotavento o en un costado.

$$c = -0.6\left(\frac{n}{30} + 0.3\left(1-\frac{n}{30}\right)\right)$$

siendo:

c = coeficiente de empuje (adimensional).

n = relación de abertura, en por ciento.

ARTICULO 257.—FACTOR DE RAFAGA. En las construcciones pertenecientes al tipo 2, los efectos estáticos y dinámicos debidos a la turbulencia se tomarán en cuenta multiplicando la velocidad de diseño especificada en el artículo 253 de este Reglamento por un factor de ráfaga igual a 1.3.

ARTICULO 258.—VIBRACIONES CAUSADAS POR VORTICES ALTERNANTES. En el diseño de las estructuras del Tipo 3 deberán tomarse en cuenta los efectos dinámicos generales y locales de las fuerzas transversales causadas por vórtices alternantes. En la valuación de estos efectos, se aplicarán criterios aprobados por el Departamento.

CAPITULO XXXIX

Cimentaciones

ARTICULO 259.—ALCANCE. En este Capítulo se fijan los requisitos mínimos para el diseño y la construcción de las cimentaciones de las estructuras.

ARTICULO 260.—DEFINICIONES. Para los propósitos de este Reglamento se adoptarán las siguientes definiciones.

I.—Se llamará cimentación al conjunto formado por la subestructura, los pilotes o pilas sobre los que esta se apoye, en su caso, y el suelo en que aquélla y éstos se implanten;

II.—Se llamará incremento neto de presión o de carga aplicado por una subestructura o por un elemento de ella al resultado de sustraer de la presión o carga total transmitida al suelo por dicha subestructura o elemento, la presión o carga total previamente existente en el suelo al nivel de desplante;

Según que tal incremento resulte positivo, nulo o negativo, la cimentación o elemento de que se trate se denominará parcialmente compensado, compensado o sobrecompensado respectivamente; y,

III.—Se llamará capacidad de carga neta de un elemento o de un conjunto de elementos de cimentación al mínimo incremento de carga que produzca dichos en los estados límites de falla que se indican en el inciso II del artículo 265 de este Reglamento.

ARTICULO 261.— OBLIGACION DE CIMENTAR. Toda construcción se soportará por medio de una cimentación apropiada.

Los elementos de la subestructura no podrán en ningún caso, desplantarse sobre tierra vegetal o sobre desechos sueltos. Sólo se aceptará cimentar sobre rellenos artificiales cuando se demuestre que éstos cumplen con los requisitos detallados en el artículo 272 de este Reglamento.

ARTICULO 262.—INVESTIGACION DEL SUBSUELO. La tabla siguiente especifica los requisitos mínimos para la investigación del subsuelo en todo sitio en que se proyecte una cimentación. Para la aplicación de esa tabla se considerará que:

I) El Distrito Federal se divide en cuatro zonas (véase fig. 1):

Zona I, Con suelos compresibles de espesor $H < 3$ m.;

Zona II, con suelos compresibles de espesor $3m \leq H < 20m$.

Zona III, con suelos compresibles de espesor $H \geq 20$ m.; y

Zona IV, poco conocida desde el punto de vista de la mecánica de suelos.

II) El peso unitario medio $\overline{w}$ de una estructura es la suma de las cargas permanentes y variables al nivel de apoyo de la subestructura, dividida entre el área de la proyección en planta de la construcción.

En edificios formados por cuerpos desligados estructuralmente, cada cuerpo deberá considerarse separadamente;

III) En caso de que se requieran exploraciones (pozos a cielo abierto o sondeos), el número mínimo a realizar en un sitio será de uno por cada 60 m. o fracción del perímetro o la envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción en las zonas I y II, y de uno por cada 100 m. o fracción de dicho perímetro en la zona III. La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo, pero no será inferior a dos metros, salvo si se encuentra roca sana y libre de accidentes geológicos o irregularidades a profundidad menor. Los sondeos que se realicen con el propósito de explorar todo el espesor de los materiales compresibles deberán, además, penetrar el estrato incompresibles subyacente a fin de verificar la capacidad de este para soportar las cargas propuestas;

IV) Los procedimientos de detección de galerías de minas y otras oquedades podrán ser directos, es decir, basados en observaciones y mediciones directos de las cavidades o en sondeos, o indirectos, mediante métodos geofísicos. Sin embargo, los métodos indirectos deberán complementarse con obsevaciones directas en caso de detectarse anomalías en el subsuelo; y,

V) La descripción y clasificación de los suelos de cimentación se hará de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

REQUISITOS MINIMOS PARA LA INVESTIGACION DEL SUBSUELO DE CIMENTACION.

ZONA I : Espesor de material compresible $H < 3$ m

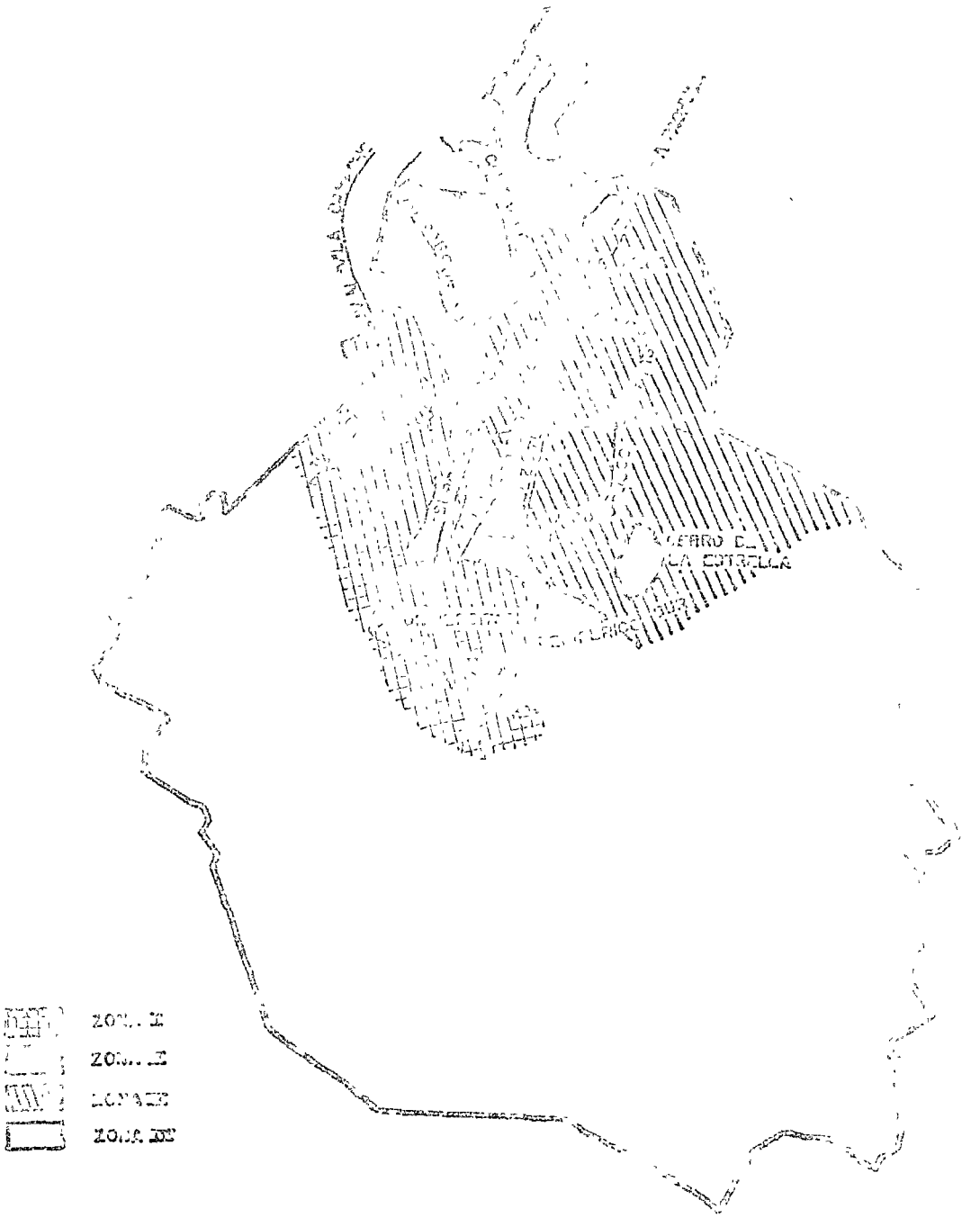
CASO.	Peso unitario medio de la estructura, $\overline{w}$	Investigaciones.
A_I	$\overline{w} < 2$ ton/m2 y profundidad de desplante $D_f \leq 2.5$ m	1) Detección, por procedimientos directos o indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades. 2) Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante y la posición del nivel freático, si existe en la profundidad explorada. 3) En caso de no realizar las investigaciones del inciso anterior, el incremento neto de presión no podrá ser mayor de 6 ton/m2. Además, deberá poder comprobarse que las estructuras que se encuentren en la vecindad con incrementos netos de presión similares o mayores que los considerados, han tenido un comportamiento satisfactorio.

B_I	$2 < \bar{w} < 6$ ton/m2 y $D_f \geq 2.5$ m	1) Las del inciso 1 del caso A_I. 2) Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y la posición del nivel freático, en su caso; muestreo inalterado y pruebas de laboratorio para determinar la resistencia, o pruebas en el sitio para determinar las capacidades de carga. 3) En caso de no realizar las investigaciones del inciso anterior, se aplicarán las reglas del inciso 3 del caso A_I.
C_I	$\bar{w} \geq 6$ ton/m2 ó $D_f > 2.5$ m	1) Las del inciso 1 del caso A_I. 2) Las del inciso 2 del caso B_I. 3) Sondeos de penetración estándar para determinar la estratigrafía, la posición del nivel freático si existe en la profundidad explorada, y las propiedades índices de los materiales encontrados. La profundidad de los sondeos será al menos igual a dos veces el ancho en planta de la subestructura, excepto cuando el estrato compresible se encuentra a una profundidad menor en cuyo caso ésta será la profundidad del sondeo. 4) En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional.

ZONA II : Espesor de material compresible $3 \leq H < 20$ m.

	$\bar{w} \leq 2$ ton/m2 y $D_f < 2.5$ m	1) Las del inciso 2 del caso B_I o las del 3 del C_I. 2) En caso de no realizar las investigaciones del inciso anterior, el [illegible] la presión no [illegible]

A_{II}		bajo zapatas ni de 2 ton/m2 bajo cimentaciones que abarquen más del 50% del área cubierta. Además, deberá poder comprobarse que estructuras que se encuentren en la vecindad con cimentación de mismo tipo e incrementos netos de presión similares o mayores que los considerados, han tenido un comportamiento satisfactorio
B_{II}	$2 < \bar{w} \leq 6$ ton/m2 y $D_f \leq 2.5$ m	1) Las del inciso 3 del caso C_I. 2) Estimación de las propiedades mecánicas pertinentes a partir de las propiedades índices, siempre que existan correlaciones aplicables a los materiales del sitio. En caso contrario, muestreo inalterado y pruebas de laboratorio para determinar las propiedades mecánicas de interés. 3) En caso de no realizar las investigaciones de los dos incisos anteriores, se aplicarán las reglas del inciso 2 del caso A_{II}. 4) Las del inciso 4 del caso C_I.
C_{II}	$\bar{w} > 6$ ton/m2 ó $D_f > 2.5$ m	1) Las del inciso 3 del caso C_I 2) Las del inciso 2 del caso B_{II} 3) Las del inciso 4 del caso C_I
ZONA III : Espesor de material compresible H > 20 m.		
A_{III}	$\bar{w} \leq 2$ ton/m2 y $D_f \leq 2.5$ m	1) Las del inciso 2 del caso B_I ó las del 3 del C_I 2) En caso de no realizar las investigaciones del inciso anterior, el incremento neto de presión no podrá ser mayor de 5 ton/m2 bajo zapatas que abarquen menor de 50% del área cubierta, ni de 1.5 ton/m2 bajo cimentaciones que ocupen una porción mayor del área cubierta. Además, deberá comprobarse que estructuras que se encuentren en la vecindad con cimentación de mismo tipo e incremento neto de presión similar o mayor que el considerado, han tenido un comportamiento satisfactorio.
B_{III}	$2 < \bar{w} \leq 4$ ton/m2 y $D_f \leq 2.5$ m	1) Las del inciso 3 del caso C_{II} 2) Las del inciso 2 del caso B_{II} 3) En caso de no realizar las investigaciones de los dos incisos anteriores, se aplicarán las reglas del inciso 2 del caso A_{III} 4) Las del inciso del caso C_I
C_{III}	$\bar{w} > 4$ ton/m2 ó $D_f > 2.5$ m	1) Las del inciso 3 del caso C_I 2) Las del inciso 2 del caso B_{II}. 3) Las del inciso 4 del caso C_I
ZONA IV : Poco conocida desde el punto de vista de la mecánica de suelos.		
A IV	Cualquiera.	1) Pozos a cielo abierto o sondeos de penetración estándar para determinar la estratigrafía. 2) Definición de la zona I a III a la que pertenece el sitio de interés, a partir de los resultados de los sondeos anteriores, y aplicación de las normas correspondientes.



NOTA IMPORTANTE : Las [illegible] zonas I a IV indicadas [illegible] este plano sólo tiene valor indicativo.
La zona en la que se localiza un predio dado, será determinada a partir de las investigaciones que se realicen en el subsuelo.

Zonificacion del Distrito Federal en cuanto a tipos de subsuelo.

ARTICULO 263.—INVESTIGACION DE LAS CONSTRUCCIONES COLINDANTES. Deberán investigarse las condiciones de cimentación, estabilidad, hundimientos, emersiones, agrietamientos y desplomes de las construcciones colindantes y tomarse en cuenta en el diseño y construcción de la cimentación en proyecto.

ARTICULO 264.—PROTECCION DEL SUELO DE CIMENTACION. La subestructura deberá desplantarse a una profundidad tal que sea insignificante la posibilidad de deterioro del suelo por erosión o intemperismo en el contacto con la subestructura.

I.—En toda cimentación, y especialmente en las someras, se adoptarán medidas adecuadas para evitar el arrastre de los suelos por tubificación a causa del flujo de aguas superficiales o subterráneas hacia el alcantarillado.

II.—En las zonas II y III; definidas en el artículo 262 de este Reglamento, las cimentaciones se protegerán contra la evaporación local del agua del suelo provocada por la operación de calderas o equipos similares.

ARTICULO 265.—ESTADOS LIMITE. En el diseño de toda cimentación se considerarán los siguientes estados límite, además de los correspondientes a los miembros de la subestructura;

I.—De servicio: movimiento vertical medio (hundimiento y emersión) con respecto al nivel del terreno circundante, inclinación media y deformación diferencial. Se considerarán el componente inmediato, el diferido y la combinación de ambos en cada uno de estos movimientos. El valor esperado de cada uno de tales eventos deberá ser suficientemente pequeño para no causar daños intolerables a la propia cimentación, a la superestructura y a sus instalaciones, a los elementos no estructurales, a los acabados, a las construcciones vecinas y a los servicios públicos. Los valores límites serán especificados en las Normas Técnicas Complementarias;

II.—De falla: a) Flotación; b) falla local y colapso general del suelo bajo la cimentación o bajo elementos de la misma.

Cada uno de estos estados límite de falla deberán evaluarse para las condiciones mas críticas durante la construcción, para instantes inmediatamente posteriores a la puesta en servicio de la estructura y para tiempos del orden de la vida útil de la misma.

ARTICULO 266.—ACCIONES. En el diseño de las cimentaciones se considerarán las acciones de los capítulos XXXII y XXXV a XXXVIII de este Reglamento, así como el peso propio de los elementos estructurales de la cimentación, las descargas por excavación, los efectos de consolidación regional, los pesos y empujes laterales de los rellenos y lastres que graviten sobre los elementos de cimentación y todas las otras acciones localizadas en la propia cimentación y su vecindad.

La consideración explícita de la consolidación regional será particularmente importante para cimentaciones sobrecompensadas o sobre pilas o pilotes.

Se tomará en cuenta que en algunas partes del Distrito Federal, los niveles piezométricos son variables; y pueden abatirse con respecto a su nivel actual o recuperarse en el futuro al modificarse el bombeo de los mantos acuíferos. En el análisis de los estados límite de servicio, la acción de la subpresión hidrostática se tomará con un factor de carga unitario, pero esta acción sólo se incluirá si puede garantizarse un grado razonable de estanquidad de la subestructura.

En el análisis de los estados límite de falla sólo se considerará la subpresión hidrostática si ésta es desfavorable.

ARTICULO 267.—RESISTENCIAS. La seguridad de las cimentaciones contra los estados límite de falla se evaluará en términos de las capacidades de carga netas.

La capacidad de carga de los suelos de cimentación se calculará por métodos analíticos o empíricos suficientemente apoyados en evidencias experimentales o se basará en pruebas de carga. La capacidad de carga de la base de cualquier cimentación, se calculará a partir de la resistencia media de cada uno de los estratos afectados por mecanismo de falla más probable.

Además

I) La capacidad de carga global de las cimentaciones sobre pilotes o pilas se considerará igual al menor de los siguientes valores:

a.—La suma de las capacidades de carga de los pilotes o pilas individuales.

b.—La capacidad de carga de una pila o zapata de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes o pilas.

c.—La suma de las capacidades de carga de los diversos grupos de pilotes o pilas en que pueda subdividirse la cimentación.

En los casos a y c será admisible tomar en cuenta la capacidad de carga del suelo en el contacto con la subestructura, cuando esto sea compatible con las condiciones de trabajo de la cimentación; y,

II.—Cuando en el sitio o en su vecindad existan galerías, grietas, cavernas u otras oquedades, vacías o con rellenos sueltos, éstas deberán tratarse apropiadamente, o bien tomarse en cuenta en el análisis de estabilidad de la cimentación.

ARTICULO 268 - FACTORES DE CARGA Y DE RESISTENCIA. Los factores de carga para el diseño de cimentaciones serán los que se indican en el artículo 220 de este reglamento.

Los factores de reducción de la capacidad de carga del suelo de cimentación, serán los siguientes para todos los estados límite de falla

I) 0.35 para la capacidad de carga de la base de las zapatas de cualquier tipo en la zona I, las zapatas de colindancia de plantadas a menos de 5 m de profundidad en las zonas II y III y los pilotes o pilas apoyados en un estrato resistente; y,

II) 0.7 para los otros casos

En la capacidad de carga de la base de las cimentaciones, los factores de resistencia afectarán sólo a la capacidad de carga neta

ARTICULO 269 —LIMITACIONES En sitios con suelos arcillosos de espesor mayor de 10 m, no se permitirán:

I —Cimentaciones con sobrecompensación superior a 1.5 ton/m2 a menos que se demuestre que no se rebasan los estados límite de servicio estipulados por las Normas Técnicas Complementarias, y,

II — Cimentaciones con pilas o pilotes apoyados en un estrato de alta resistencia a menos que:

a) Se demuestre que no se rebasan los estados límites de servicio señalados en las Normas Técnicas Complementarias

b) Se usen dispositivos previamente aprobados por el Departamento que permitan que la subestructura siga los hundimientos regionales.

ARTICULO 270 —EXCAVACIONES. En el diseño y ejecución de las excavaciones se considerarán los siguientes estados límite.

I —De servicio movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores Los valores esperados de tales movimientos deberán ser suficientemente reducidos para no causar daños a las construcciones e instalaciones adyacentes y a los servicios públicos Además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables en las estructuras que se desplanten en el sitio

II —De falla colapso de las paredes de la excavación, falla de los cimientos de las construcciones adyacentes y falla de fondo de excavación.

En los análisis de estabilidad se considerarán las acciones aplicables de los Capítulos XXXII y XXXV a XXXVIII Además se considerará una sobrecarga uniforme mínima de 1.5 ton/m2 en a vía pública y zonas próximas a la excavación, con factor de carga unitario.

Los otros factores de carga serán los indicados en el artículo 220 de este Reglamento. El factor de resistencia será de 0.7 sin embargo, si la falla de los taludes, ademas, o fondo de la excavación no implica daños a los servicios públicos, a las instalaciones o a las construcciones adyacentes, el factor de resistencia podrá tomarse igual a 0.9.

ARTICULO 271 —BOMBEO Podrán usarse pozos de bombeo para reducir las filtraciones de agua hacia las excavaciones y mejorar la estabilidad de las mismas, siempre que, en subsuelos arcillosos, el bombeo no se inicie antes que la excavación y, en cualquier caso, se tomen las precauciones necesarias para que sus efectos queden practicamente circunscritos al área de trabajo.

En la evaluación de los estados límite de servicio a considerar en el diseño de la excavación, se tomarán en cuenta los movimientos del terreno debidos al bombeo

Cuando existan capas arenosas subyacentes al fondo de la excavación, la ejecución de esta deberá ser controlada mediante observaciones piezométricas, con objeto de evitar falla de fondo por subpresión

ARTICULO 272 —RELLENOS. Los rellenos no incluirán materiales degradables ni excesivamente compresibles y deberán compactarse de modo que sus cambios volumétricos por peso propio, por saturación y por las acciones externas a que estarán sometidos, no causen daños inaceptables a las instalaciones o a las estructuras alojadas en ellos o colocadas sobre los mismos Se controlarán las condiciones de compactación de campo, a fin de cumplir las especificaciones de diseño.

Los rellenos que vayan a ser contenidos por muros deberán colocarse por procedimientos que eviten el desarrollo de empujes superiores a los considerados en el diseño. En el cálculo de los empujes, se tomarán en cuenta las acciones aplicables de los Capítulos XXXII y XXXV a XXXVIII del presente Reglamento y cualesquiera otras que actúen sobre el relleno o la estructura de retención, se prestará especial atención a la construcción de drenes, filtros, lloraderos y demás medidas tendientes a controlar los empujes de agua.

ARTICULO 273 —INSTALACION DE PILOTES O PILAS Los procedimientos para la intalación de pilotes y pilas deberán garantizar que no se ocasionen daños a las estructuras e instalaciones vecinas por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo Se cumplirá, ademas, con los requisitos siguientes:

I.—Los pilotes y sus conexiones deberán poder resistir los esfuerzos resultantes de las acciones de diseño de la cimentación,

II.—Se verificará la verticalidad de los tramos de pilotes y, en su caso, la de las perforaciones previas, antes de proceder al hincado La desviación de la vertical no deberá ser mayor de 3/100 de la longitud del pilote para pilotes con capacidad de carga por punta superior de 30 ton y de 6/100 para los otros; y,

III.—Cuando se usen pilas con ampliación de base (campana), ésta deberá tener un espesor mínimo de 15 cm en su parte exterior y una inclinación mínima de 60° con la horizontal en su frontera superior.

ARTICULO 274.—MEMORIA DE DISEÑO. La memoria de diseño deberá incluir una justificación del tipo de cimentación proyectado y de los procedimientos de construcción especificados y una descripción de los métodos de análisis usados y del comportamiento previsto para cada uno de los estados límite indicados en los artículos 265 y 270 de este Reglamento. Se anexarán los resultados de las exploraciones, sondeos, pruebas de laboratorio y otras determinaciones, así como las magnitudes de las acciones tomadas en cuenta en el diseño, la interacción considerada con las cimentaciones de los inmuebles colindantes y la distancia, en su caso, que se dejará entre estas cimentaciones y la que se proyecta.

En el caso de obras que se localicen en zonas donde existan antiguas minas subterráneas, se agregará a la memoria una descripción detallada de la configuración de las cavidades localizadas y de la forma en que estas fueron tratadas o tomadas en cuenta en el diseño.

ARTICULO 275.—NIVELACIONES. En las edificaciones con peso unitario medio w mayor de 4 ton/m2 y en aquellas que el Departamento ordene, será obligatorio realizar nivelaciones cada mes durante los primeros seis meses y cada seis meses durante un período mínimo de 5 años para verificar el comportamiento previsto de las cimentaciones y sus alrededores, a menos que los valores calculados de los asentamientos o emersiones diferidos sean menores de 5 cm. Se entregarán copias de los registros de estas nivelaciones al Departamento y conservará copia el Director Responsable.

TITULO V

Ejecución de Obras

CAPITULO XI

Generalidades

ARTICULO 276.—RESPONSABILIDAD. Los Directores Responsables de Obra, o los propietarios de una obra que no requiera Director Responsable, están obligados a vigilar que la ejecución de la misma se realice con las técnicas constructivas más adecuadas, se empleen los materiales con la resistencia y calidad especificadas en este Reglamento y en sus Normas Técnicas Complementarias, se tomen las medidas de seguridad necesarias, y se evite causar molestias o perjuicios a terceros.

ARTICULO 277.—SEGURIDAD EN LA EJECUCION DE LAS OBRAS. Durante la ejecución de cualquier construcción, el Director Responsable de Obra o el propietario de la misma, si ésta no requiere Director Responsable, tomarán las precauciones, adoptarán las medidas técnicas y realizarán los trabajos necesarios para proteger la vida y la integridad física de los trabajadores y la de terceros, así como para evitar los daños que directa o indirectamente pudiere causar la ejecución de la obra.

ARTICULO 278.—PLANOS Y LICENCIAS EN LAS OBRAS. Los planos autorizados y las licencias de las obras deberán conservarse en las propias obras durante la ejecución de éstas y estar a disposición de los supervisores del Departamento.

ARTICULO 279.—BITACORA EN LA OBRA. El Director Responsable de Obra está obligado a mantener en la obra el Libro de Bitácora al que se refiere el artículo 43 de este Reglamento, encuadernado y foliado, y tenerlo a disposición de los Supervisores del Departamento.

El Director Responsable cuidará de la veracidad de las anotaciones suscritas por él, por sus auxiliares técnicos y por los contratistas que participen en la obra.

ARTICULO 280.—PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS. Para la utilización de los distintos materiales o la aplicación de sistemas estructurales deberán seguirse procedimientos constructivos que cumplan con los requisitos especificados por el Departamento. Tales procedimientos deberán garantizar que el comportamiento de la estructura esté de acuerdo con lo especificado en el diseño estructural.

El Director Responsable de Obra deberá vigilar que se cumpla con este Reglamento, particularmente en lo que se refiere a los siguientes aspectos:

I.—Propiedades mecánicas de los materiales;

II.—Tolerancias en las dimensiones de los elementos estructurales, tales como medidas de claros, secciones de las piezas, área y distribución del acero y espesores de recubrimientos;

III.—Nivel y alineamiento de los elementos estructurales; y,

IV.—Cargas muertas en la estructura, tales como el peso volumétrico propio y el provocado por la colocación de materiales durante la ejecución de obra.

ARTICULO 281.—NUEVOS PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION. Podrán utilizarse los nuevos procedimientos de construcción que el desarrollo de la técnica introduzca, previa autorización del Departamento, para lo cual el Director Responsable de la Obra presentará una solicitud detallando el procedimiento propuesto y anexando en su caso los datos de los estudios y los resultados de las pruebas experimentales efectuadas.

El Departamento podrá exigir la construcción de modelos para probar el procedimiento bajo las condiciones que juzgue técnicamente necesarias.

ARTICULO 282.— PROTECCION DE COLINDANCIAS, DE LA VIA PUBLICA Y DE INSTALACIONES. Durante la ejecución de una obra se tomarán las medidas necesarias para no alterar el comportamiento ni el funcionamiento de las construcciones e instalaciones en predios colindantes o en la vía pública, ejecutando, bajo la responsabilidad del Director Responsable de Obra, los procedimientos especificados en los planos estructurales y en la memoria de cálculo.

Se deberán tomar las medidas necesarias para no causar molestias a los vecinos y a los usuarios de la vía pública.

ARTICULO 283.—CONSTRUCCIONES PROVISIONALES. Las construcciones provisionales deberán cumplir con los requisitos de seguridad e higiene, tener buen aspecto y conservarse en buen estado.

ARTICULO 284.—OBRAS INTERRUMPIDAS. Los propietarios de las obras cuya construcción sea suspendida por cualquier causa por más de sesenta días, estarán obligados a limitar sus predios con la vía pública por medio de cercas o bardas y a clausurar los vanos que fuere necesario a fin de impedir el acceso a la construcción.

ARTICULO 285.—PROTECCION DE EXCAVACIONES INTERRUMPIDAS. Cuando se interrumpa una excavación por un período mayor de dos semanas se tomarán las precauciones necesarias para evitar que se presenten movimientos que puedan dañar a las construcciones, a los predios colindantes o a las instalaciones de la vía pública y que ocurran fallas en las paredes o taludes de la excavación por intemperismo prolongado.

Se tomarán también las precauciones necesarias para impedir el acceso al sitio de la excavación. Se deberá instalar el señalamiento adecuado para evitar accidentes.

CAPITULO XLI

Materiales

ARTICULO 286.—MATERIALES DE CONSTRUCCION. La resistencia, calidad y características de los materiales empleados en la construcción, serán las que se señalen en las especificaciones de diseño y en los planos constructivos y deberán satisfacer las normas de calidad que fije la Secretaría de Industria y Comercio.

ARTICULO 287.—PRUEBA DE MATERIALES EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES. El Departamento podrá exigir las muestras y las pruebas necesarias para verificar la calidad y resistencia especificadas de los materiales que formen parte de los elementos estructurales, aún en obras terminadas.

El Departamento llevará un registro de los laboratorios o empresas que, a su juicio, puedan realizar estas pruebas.

ARTICULO 288.—MUESTREO. El muestreo deberá efectuarse siguiendo métodos estadísticos que aseguren que el conjunto de muestras sea representativo de toda la obra.

ARTICULO 289.—PROTECCION CONTRA EL INTEMPERISMO. Los elementos estructurales cuyos materiales se encuentren en ambiente corrosivo o sujetos a la acción de agentes físicos, químicos o biológicos que puedan hacer disminuir su resistencia, deberán ser recubiertos con materiales o sustancias protectoras y tendrán un mantenimiento periódico para asegurar su funcionamiento dentro de las condiciones previstas en el diseño.

ARTICULO 290.—NUEVOS MATERIALES DE CONSTRUCCION. Cuando se proyecte utilizar en una construcción un material nuevo que no esté sujeto a normas de calidad de la Secretaría de Industria y Comercio, el Director Responsable de Obra deberá solicitar la aprobación previa del Departamento, para lo cual presentará los resultados de las pruebas de resistencia y calidad de dicho material.

ARTICULO 291.—MATERIALES Y ESCOMBROS EN LA VIA PUBLICA. Los materiales y los escombros podrán colocarse en la vía pública el tiempo mínimo necesario para las maniobras de introducción o extracción de los mismos, no debiendo ocupar en ningún caso un ancho mayor al 50% del de la banqueta.

Los materiales destinados a obras para servicios públicos permanecerán en la vía pública solo el tiempo preciso para la ejecución de esas obras. Inmediatamente después de terminar éstas los escombros serán retirados.

CAPITULO XLII

Maniobras en la Vía Pública

ARTICULO 292.—CARGA Y DESCARGA DE MATERIALES. Los vehículos que carguen o descarguen materiales para una obra, podrán estacionarse momentáneamente en la vía pública durante los horarios que fije el Departamento y con arreglo a lo que disponga al efecto el Reglamento de Tránsito del Distrito Federal.

ARTICULO 293.—SEÑALES PREVENTIVAS. Los escombros, excavaciones y cualquier otro obstáculo para el tránsito en la vía pública, ordenados por obras públicas o privadas, serán señalados adecuadamente por los responsables de las obras, con banderas y letreros durante el día, y con señales luminosas claramente visibles, durante la noche.

ARTICULO 294.—RAMPAS EN BANQUETAS. Las rampas en guarniciones y banquetas para la entrada de vehículos a los predios no deberán entorpecer el paso ni causar molestias a los peatones. El Departamento podrá prohibirlas y ordenar el uso de rampas móviles.

ARTICULO 295.—REPOSICION DE BANQUETAS. Los propietarios estarán obligados a reponer por su cuenta las banquetas y guarniciones que se hayan deteriorado con motivo de la ejecución de la obra.

ARTICULO 296.—PROTECCION. Siempre que se ejecuten obras de cualquier clase en la vía pública o cerca de ella, se tomarán las medidas de seguridad necesarias para evitar daños o perjuicios a las instalaciones, a los trabajadores y a terceros.

CAPITULO XLIII

Tapiales

ARTICULO 297.— CLASIFICACION. Los tapiales, de acuerdo con la obra que se lleve a cabo, podrán ser de los siguientes tipos:

I.—De barrera: cuando se ejecuten obras de pintura, limpieza o similares, se colocarán barreras que se puedan remover al suspenderse el trabajo diario. Estarán pintadas y tendrán leyendas de "Precaución";

II.—De marquesinas: cuando los trabajos se ejecuten a más de diez metros de altura, se colocarán marquesinas que cubran suficientemente la zona inferior de las obras, tanto sobre la vía pública como sobre los predios colindantes;

III.—Fijos: en las obras que se ejecuten en un predio a una distancia menor de diez metros de la vía pública, se colocarán tapiales fijos que cubran todo el frente de la misma. Cuando la fachada quede al paño del alineamiento, el tapial podrá abarcar una faja anexa hasta de cincuenta centímetros sobre la banqueta. Previa solicitud, podrá concederse mayor superficie de ocupación de banqueta; y,

IV.—De paso cubierto: En obras cuya altura sea mayor de diez metros o en aquellas en que la invasión de la acera lo amerite, el Departamento podrá exigir que se construya un paso cubierto, además del tapial.

En casos especiales el Departamento podrá permitir o exigir, en su caso, otro tipo de tapiales diferentes a los especificados en este artículo.

ARTICULO 298.—CARACTERISTICAS.

I.—Los tapiales de barrera se construirán de manera que no obstruyan o impidan la vista de las señales de tránsito, de las placas de nomenclatura o de los aparatos y accesorios de los servicios públicos. En caso necesario, se solicitará al Departamento su traslado provisional a otro lugar;

II.—Los tapiales de marquesina se colocarán a la altura necesaria, de tal manera que la altura de caída de los materiales de demolición o de construcción sobre ellos, no exceda de cinco metros;

III.—Los tapiales fijos serán de madera, lámina, concreto, mampostería o de otro material que ofrezca las mismas garantías de seguridad. Tendrán una altura mínima de dos metros cuarenta centímetros; deberán estar pintados y no tener más claros que los de las puertas, las cuales se mantendrán cerradas, y,

IV.—Los tapiales de paso cubierto tendrán, cuando menos, una altura de dos metros cuarenta centímetros y una anchura libre de un metro veinte centímetros.

Ningún elemento de los tapiales quedará a menos de cincuenta centímetros de la vertical sobre la guarnición de la banqueta.

ARTICULO 299.— CONSERVACION. Los constructores y los demoledores de las obras estarán obligados a conservar los tapiales en buenas condiciones de estabilidad y de aspecto.

Los rótulos o anuncios sobre los tapiales se sujetarán a las disposiciones del Reglamento de Anuncios para el Distrito Federal.

CAPITULO XLIV

Demoliciones

ARTICULO 300.—PROGRAMA DE DEMOLICION. Con la solicitud de licencia de demolición a que se refiere el artículo 55 de este Reglamento se acompañará un programa detallado de demolición, en el que se indicará el orden en que se derribará cuando uno de los elementos de la construcción, así como los mecanismos que se emplearán en la maniobra; igualmente con base en el diseño estructural de la edificación se señalarán las medidas de seguridad que deberán observar los trabajadores.

ARTICULO 301.—PRECAUCIONES. Durante el proceso de demolición se tomarán las precauciones necesarias para evitar que se causen daños o molestias a peatones, a construcciones vecinas, a la vía pública o a otros bienes. Si se emplean puntales, vigas, armaduras, estructuras o cualquier otro medio para protección de las construcciones colindantes o de las propias obras de demolición, se tendrá cuidado de que estos elementos no causen daños o provoquen esfuerzos que puedan perjudicar a las construcciones circundantes o a la vía pública.

ARTICULO 302.— PROTECCION.—Los trabajadores deberán efectuar los trabajos de demolición usando el equipo necesario para su protección personal, tal como anteojos de protección, mascarillas contra polvo, cascos, guantes, botas, relles o cualquier otro que sea necesario de acuerdo con el tipo de demolición.

ARTICULO 303.—USO DE EXPLOSIVOS. Se prohibe el uso de explosivos para llevar a cabo demoliciones en la zona urbana, así como en la zona suburbana en esta última si están construcciones dentro de un radio menor de cuarenta metros. Excepcionalmente, previa justificación técnica de la necesidad de su uso, el Departamento podrá autorizar el empleo de explosivos en las demoliciones bajo la exclusiva responsabilidad del Director Responsable de Obra, siempre que se tomen las medidas necesarias para evitar daños.

La autorización que el Departamento otorgue en los casos a que se refiere este artículo, queda condicionada a que la Secretaría de la Defensa Nacional, en ejercicio de sus atribuciones, otorgue el permiso correspondiente para la adquisición y uso de explosivos con el fin indicado.

ARTICULO 304.— ELIMINACION DE ESCOMBRO. Los materiales y escombros provenientes de una demolición, que vayan a ser desechados de la obra, deberán ser retirados en la forma establecida por los artículos 291 a 293 de este Reglamento.

El Departamento señalará las condiciones en que deban ser transportados y el lugar en que puedan ser depositados dichos escombros.

CAPITULO XLV

Mediciones y Trazos

ARTICULO 305.—NIVELACIONES Y BANCOS DE NIVEL. En las construcciones en que se requiera llevar registro de posibles movimientos verticales, de acuerdo con el Artículo 275 de este Reglamento, así como en aquellas en que el Director Responsable de Obra lo considere necesario o el Departamento lo ordene, se señalarán referencias o bancos de nivel superficiales, suficientemente alejados de la cimentación o estructura de que se trate, para no ser afectados por los movimientos de las mismas o de otras cargas cercanas y se referirán a éstos las nivelaciones que se hagan.

En los planos de cimentación se deberá indicar si se requiere el registro de movimientos verticales, y las características y periodicidad de las nivelaciones correspondientes.

ARTICULO 306.—TRAZOS Y TOLERANCIAS. Antes de iniciarse una construcción, deberá verificarse el trazo del alineamiento del predio con base en la constancia del alineamiento y uso del suelo, y las medidas del resto de la poligonal del perímetro, así como la situación del predio en relación con los colindantes, la cual deberá coincidir con los datos correspondientes del título de propiedad. Se trazarán después los ejes principales del proyecto, referíndolos a puntos que puedan conservarse fijos. Si los datos que arroje el levantamiento del predio exigen un ajuste de las distancias entre los ejes consignados en los planos arquitectónicos, podrán hacerse con modificar los cálculos, siempre que el ajuste no incremente ninguna otra en más del uno por ciento, ni la disminuya en más del cinco por ciento. En su caso deberán modificarse los planos correspondientes.

La posición de los ejes de los elementos de la construcción no diferirá respecto a su posición consignada en el proyecto, dependiendo del material empleado en:

dos centímetros en estructuras metálicas,
un centímetro en construcciones de concreto,
dos centímetros en construcciones de mampostería, y,
tres centímetros en construcciones de madera.

ARTICULO 307.—SEPARACION DE COLINDANCIAS. Las construcciones nuevas deberán separarse de la colindancia con los predios vecinos las distancias mínimas que se fijan en el Artículo 244 de este Reglamento.

Las separaciones deberán protegerse por medio de techumbres que impidan la penetración de agua, basura u otros materiales.

CAPITULO XLVI

Cimentaciones

ARTICULO 308.—GENERALIDADES. Las cimentaciones deberán construirse de acuerdo con los materiales, sistemas y características marcadas en los planos estructurales correspondientes, los que deberán ajustarse a los lineamientos de diseño que se especifican en el Título IV de este Reglamento y en las Normas Técnicas Complementarias.

ARTICULO 309.—DESPLANTE DE CIMENTACION. El desplante de cualquier cimentación se hará a la profundidad señalada en el proyecto. Se deberán tomar las medidas necesarias para evitar que en la superficie de contacto de la cimentación con el suelo se presenten deformaciones. Las superficies de desplante tendrán las dimensiones, resistencia y características que señale el proyecto y estarán libres de cuerpos extraños o sueltos.

En el caso de elementos de cimentación de concreto reforzado se aplicarán procedimientos que garanticen el recubrimiento mínimo del acero de refuerzo, según se indica en el Artículo 336 de este Reglamento y en las Normas Técnicas Complementarias. Cuando existan posibilidades de que el propio suelo o cualquier líquido o gas contenido en él, puedan atacar el concreto o al acero, se tomarán las medidas necesarias para evitarlo. Asimismo, en el momento del colado se evitará que el concreto se mezcle o contamine con partículas de suelo o de agua freática que puedan afectar sus características de resistencia o durabilidad.

ARTICULO 310.—PILOTES Y PILAS. La colocación de pilotes y pilas se sujetará al proyecto correspondiente, verificando que la capacidad de carga de cada elemento, su profundidad de desplante, número y espaciamiento se ajusten a lo señalado en los planos estructurales.

Las juntas o conexiones entre tramos de un mismo elemento, en su caso, deberán tener la misma resistencia que las secciones que unan.

El procedimiento de colocación y pruebas de carga se sujetará a lo especificado en el artículo 273 y en las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento.

ARTICULO 311.—RELLENOS. Los rellenos se sujetarán empleando el material y el procedimiento que se señale en los planos respectivos, y conforme a los requisitos que señala el artículo 272 de este Reglamento.

Mediante las pruebas de laboratorio indicadas en las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento, se deberá controlar que los rellenos alcancen el grado de compactación requerido en el proyecto.

ARTICULO 312.—METODOS ESPECIALES DE CIMENTACION. Cuando se pretenda utilizar métodos especiales de cimentación, el Director Responsable de Obra, deberá solicitar la aprobación expresa del Departamento.

El interesado deberá presentar los resultados de los estudios y pruebas técnicas a que se hubieren sujetado dichos métodos. El Departamento autorizará o rechazará, según el caso, la aplicación del método propuesto.

CAPITULO XLVII

Excavaciones

ARTICULO 313.—EXCAVACIONES. El procedimiento de ejecución de excavaciones deberá garantizar que no se rebasen los estados límite definidos en el artículo 270 de este Reglamento. De ser necesario, la excavación se realizará por etapas, de acuerdo con un programa que deberá incluirse en la memoria de diseño, señalando, además, las precauciones que se tomarán para que no resulten afectadas las construcciones, los predios vecinos o los servicios públicos. Estas precauciones se consignarán debidamente en los planos.

ARTICULO 314.—ADEMES. Cuando los procedimientos de ejecución de una obra requieran la necesidad de instalar ademe, este se colocará troquelándolo a presión contra los paramentos del terreno. Sus características serán determinadas por un estudio de Mecánica de Suelos particular para cada caso.

ARTICULO 315.—BOMBEO. En los casos previstos por el artículo 271 de este Reglamento o previa autorización del Departamento, podrá extraerse agua de un predio mediante bombeo siempre que se tomen precauciones para limitar los efectos del mismo sobre los predios colindantes y sobre el propio predio, las cuales serán determinadas por el estudio de Mecánica de Suelos correspondiente.

CAPITULO XLVIII

Cimbras y Andamios

ARTICULO 316.—GENERALIDADES. En la construcción y colocación de obras falsas y de cimbras deberá observarse lo siguiente:

I.—La obra falsa y la cimbra serán lo suficientemente resistentes y rígidas y tendrán los apoyos adecuados para evitar deformaciones que no hayan sido tomadas en cuenta en el proyecto. Las juntas de la cimbra serán tales que garanticen la retención de fechada;

II.—La cimbra de madera deberá mantenerse húmeda durante un período mínimo de dos horas antes de efectuar el colado;

III.—Los elementos estructurales deben permanecer cimbrados el tiempo necesario para que el concreto alcance la resistencia suficiente para soportar el peso propio más las cargas a que vaya a estar sujeto durante la construcción, y,

IV.—Las obras falsas y las cimbras se deberán apegar, además, a los requisitos de seguridad y de cargas especificados en el Título IV de este Reglamento y en sus Normas Técnicas Complementarias.

ARTICULO 317.—CARGAS EN CIMBRAS. Las cargas que actúen en las cimbras no deberán exceder a las especificadas en los planos correspondientes o en la bitácora de la obra. Durante la ejecución de la obra no deberán aplicarse cargas concentradas que no hayan sido consideradas en el diseño de las cimbras.

ARTICULO 318.—ERECCION DE CIMBRAS. Las cimbras se desplantarán sobre superficies firmes capaces de soportar la carga a que serán sometidas. Cuando sea necesario, se usarán "arrastres" que reparten adecuadamente la carga.

Cuando en el proceso de la construcción sea necesario apoyar las cimbras sobre elementos de concreto que no hubieran alcanzado su resistencia de diseño, o sobre [illegible] los poco compactos, se deberán tomar las precauciones necesarias para evitar movimientos indeseables de los apoyos y daños en los elementos de concreto reforzado. Cuando la superficie en la que se vaya a apoyar la cimbra no constituya un plano horizontal, se deberán tomar en cuenta las componentes horizontales de las reacciones en los apoyos de los pies derechos. Para el caso de las cimbras de más de cuatro metros de altura, se deberá presentar la memoria de diseño en la que se incluya el sistema de contraventeo que se pretenda utilizar.

ARTICULO 319.—VERIFICACIONES PREVIAS AL COLADO. El Director Responsable de Obra verificará que previamente al colado de cualquier elemento de concreto de la estructura, la cimbra correspondiente presente las características en los proyectos arquitectónicos y estructural. Dicha verificación deberá asentarse en el libro de bitácora.

ARTICULO 320.—ANDAMIOS. Los andamios que se utilicen para construir, reparar o demoler una edificación, deberán fabricarse e instalarse de tal manera que proporcionen las condiciones máximas de seguridad. El Departamento podrá ordenar que se presente una memoria de diseño.

Los andamios deberán ser revisados periódicamente para verificar que se encuentran en condiciones óptimas de servicio y seguridad.

CAPITULO XLIX

Dispositivos para Elevación en las Obras

ARTICULO 321.—GENERALIDADES. Los dispositivos empleados para transportación vertical de personas o de materiales durante la ejecución de las obras deberán ofrecer las máximas condiciones de seguridad y serán examinados y probados antes de ser utilizados.

Los materiales y elementos de estos dispositivos deberán cumplir con los requisitos de calidad especificados por la Dirección General de Normas de la Secretaría de Industria y Comercio.

ARTICULO 322.—ELEVADORES PARA PERSONAS. Sólo se permitirá transportar personas en las obras por medio de elevadores cuando éstos hayan sido diseñados, construidos y montados con características especiales de seguridad, tales como barandales, freno automático que evite la caída libre y guías en toda su altura que evite el volteamiento.

ARTICULO 323.—MAQUINAS ELEVADORAS EMPLEADAS EN LA EJECUCION DE OBRAS. Las máquinas elevadoras incluidos sus elementos de sujeción, anclaje y sustentación deberán:

I.—Ser de buena construcción mecánica, tener una resistencia adecuada y estar exentas de defectos manifiestos,

II.—Ser mantenidas en buen estado de conservación y de funcionamiento,

III.—Ser probadas y examinadas cuidadosamente después de su montaje en la obra y antes de ser utilizadas;

IV.—Ser revisadas periódicamente y en particular sus elementos mecánicos tales como, anillos, cadenas, garfios, manguitos, poleas y eslabones giratorios, usados para izar o descender materiales o como medio de suspensión,

V.—Indicar claramente la carga útil máxima de la máquina de acuerdo con sus características, incluyendo, en caso de que ésta sea variable la carga admisible para cada caso, y,

VI.—Estar provistas de los medios necesarios para evitar el riesgo de un descenso accidental.

Los cables que se utilicen para izar o descender materiales o como medio de suspensión, deberán ser de buena calidad, suficientemente resistentes y estar exentos de defectos manifiestos.

CAPITULO L

Estructuras de Madera

ARTICULO 324.—GENERALIDADES. En estructuras permanentes solo se empleará madera selecta, de primera o segunda clase, la cual deberá estar debidamente tratada o protegida contra plagas, intemperismo y fuego mediante procedimientos adecuados.

Su calidad deberá cumplir con los requisitos fijados por la Dirección General de Normas de la Secretaría de Industria y Comercio, o por las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento.

ARTICULO 325.—EJECUCION. La ejecución de las estructuras de madera deberá ajustarse a las especificaciones de diseño; a las condiciones de servicios, a las normas de seguridad, a las características de las uniones según su tipo, a los requerimientos para el montaje, a las tolerancias, a las especificaciones sobre contenido de humedad, a los requisitos de protección de la madera, y a los demás conceptos que se fijan en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera, de este Reglamento.

CAPITULO LI

Mampostería

ARTICULO 326.—GENERALIDADES. Se considerarán elementos de mampostería los construidos con piezas regulares o irregulares de piedra natural o artificial maciza o hueca, unidas por un mortero cementante.

Los materiales que se utilicen en la construcción de elementos de mampostería deberán cumplir los requisitos generales de calidad especificados por la Dirección General de Normas de la Secretaría de Industria y Comercio.

ARTICULO 327.—MUROS. En la construcción de muros deberán emplearse las técnicas adecuadas, observando los siguientes requisitos:

I.—La dimensión transversal de un muro de carga, de fachada o de colindancia no será menor de 10 cm.;

II.—Los muros que se toquen o crucen deberán ser anclados o ligados entre sí, salvo que el proyecto indique lo contrario;

III.—Los muros que vayan a recibir recubrimientos de materiales pétreos deberán proveerse de elementos de liga y anclaje para soportar dichos recubrimientos y garantizar su estabilidad;

IV.—Las juntas verticales, en los elementos que constituyen las hiladas de los muros, deberán quedar "cuatrapeadas" como mínimo en la tercera parte de la longitud de la pieza, salvo que se tomen precauciones que garanticen en otra forma la estabilidad del muro;

V.—Los muros llevarán elementos de liga horizontales a una separación no mayor de veinticinco veces su espesor; y,

VI.—Los elementos horizontales de liga de los muros que deban anclarse a la estructura, se fijarán por medio de varillas que previamente se dejen ahogados en dicha estructura, o con otros dispositivos especiales.

ARTICULO 328.—MATERIALES. La proporción y calidad de los materiales que constituyen la mampostería será la que se indique en el proyecto correspondiente y, deberán cumplir con el refuerzo y resistencia establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, aplicando según el caso las relativas a Mampostería de Piedras Artificiales o Mampostería de Piedras Naturales.

ARTICULO 329.— PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION. Deberá comprobarse que las estructuras de mampostería cumplan con las características del proyecto y se construyan de acuerdo con los Procedimientos de Construcción establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, cuidando especialmente se cumpla con las tolerancias y el control de resistencia fijados en dichas Normas.

ARTICULO 330.—CONTROL. Para verificar que los elementos de mampostería con funciones estructurales o con altura mayor de dos metros cumplan con la resistencia de proyecto, se tomarán muestras del mortero y de las piezas de mampostería que se ensayarán en un laboratorio de materiales aceptado por el Departamento, de conformidad con lo dispuesto en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.

CAPITULO LII

Concreto Hidráulico Simple y Reforzado

ARTICULO 331.—GENERALIDADES. Los materiales que se utilicen en la elaboración del concreto deberán cumplir con las normas de la Secretaría de Industria y Comercio.

La dosificación de estos materiales será en proporciones tales que el concreto cumpla con los requisitos de resistencia y tenga el revenimiento fijado en el proyecto.

El diseño y construcción de elementos y estructuras de concreto deberá ajustarse a lo que disponen las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento.

ARTICULO 332.—CONCRETO MEZCLADO MANUALMENTE EN OBRA. Sólo se permitirá la mezcla manual del concreto cuando su resistencia de proyecto no exceda de 150 kg/cm2. Para resistencias mayores, se exigirá el uso de sistemas mecánicos de mezclado.

ARTICULO 333.—CONTROL DE CALIDAD. La fabricación del concreto se controlará de acuerdo con los criterios y procedimientos prescritos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

ARTICULO 334.—REQUISITOS PARA CONCRETO PRESFORZADO Y ESTRUCTURAS PREFABRICADAS. La ejecución de elementos y estructuras de concreto presforzado, incluyendo los ductos para postensado, la lechada para tendones adheridos y la aplicación y medición de la fuerza de presfuerzo, se sujetará a lo dispuesto en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. A estas mismas normas deberá apegarse la construcción y montaje de estructuras prefabricadas.

ARTICULO 335.—ACERO DE REFUERZO. El acero de refuerzo deberá protegerse durante su transportación, manejo y almacenamiento contra cualquier fuente de humedad y contra condiciones ambientales dañinas tales como humos, acidez y otras similares.

Cuando, en casos excepcionales, a juicio del Director Responsable de Obra sea necesario calentar el acero de refuerzo ordinario, no se elevará su temperatura a más de 530°C, si no está tratado en frío, ni a más de 400°C en caso contrario. No se permitirá que el enfriamiento sea rápido.

El acero de presfuerzo y los ductos de postensado deberán adicionalmente protegerse durante su transportación manejo y almacenamiento contra golpes, caídas y cualquier otra maniobra que pudiera modificar su resistencia o calidad originales.

Antes de autorizar los colados, el Director Responsable de Obra deberá comprobar que el acero está colocado en forma de acuerdo con los planos estructurales y que se encuentra correctamente sujeto, así como exento de grasa, polvo, óxido excesivo o de cualquier otra sustancia que pueda reducir su adherencia con el concreto. Dicha comprobación se hará constar en la bitácora.

Además, se respetará lo previsto en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

ARTICULO 336.- RECUBRIMIENTOS. En espesor libre del recubrimiento toda barra de acero de refuerzo será cuando menos un diámetro de la barra, sin que sea menor de un centímetro.

En miembros estructurales colados directamente contra el suelo, sin plantilla, el recubrimiento mínimo será de 5 cm y en los que estén sobre plantilla, será de 3 cm.

En todo caso, los recubrimientos deberán ajustarse a lo que al respecto establecen las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento.

ARTICULO 337.- TRANSPORTE. Los medios y procedimientos que se empleen para transportar el concreto deberán garantizar la adecuada conservación de la mezcla hasta el lugar de su colocación sin que sus ingredientes se pierdan o se separen.

El tiempo empleado en el transporte, incluido, desde que se adiciona el agua de mezclado hasta la colocación del concreto en los moldes, no será mayor de dos horas a menos que se tomen medidas para lograr que la consistencia del concreto después de las dos horas sea tal que pueda ser colocado sin necesidad de añadirle agua.

En las plantas premezcladoras de concreto se deberá indicar en la nota de remisión la hora en que se le adicionó el agua a la mezcla.

ARTICULO 338.- COLOCACION Y COMPACTACION. Antes de efectuarse el colado deberán limpiarse los elementos de transporte y el lugar donde se vaya a depositar el concreto.

Los procedimientos de colocación y compactación deberán asegurar una densidad uniforme del concreto, ajustándose a lo que indican al respecto las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento.

ARTICULO 339.- CURADO. Una vez realizada la operación de colado el concreto deberá someterse a un proceso de curado mediante la aplicación de agua, por recubrimientos impermeables o de retenedores de la humedad, o por medio de vapor.

El proceso de curado deberá mantenerse el tiempo que requiera el concreto para alcanzar la resistencia de proyecto, y no será menor de siete días, cuando se haya utilizado cemento normal, y de tres días, si se empleó cemento de resistencia rápida. En todo caso, el curado deberá hasta el grado que el reglamento indica en las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento.

ARTICULO 340.- CONSERVACION Y MANTENIMIENTO. Los elementos de concreto simple, reforzado o preforzado que se encuentren expuestos a agentes intemperizantes o en ambientes dañinos que puedan modificar las dimensiones de las piezas o disminuir los recubrimientos exigidos, deberán protegerse adecuadamente por medio de recubrimientos, aditivos o cementos especiales.

CAPITULO VIII

Estructuras Metálicas

ARTICULO 341.--GENERALIDADES. Las estructuras metálicas deberán ajustarse a lo previsto en el Título IV de este Reglamento y a sus Normas Técnicas Complementarias.

Los materiales que se utilicen en la construcción de estructuras metálicas deberán cumplir con las normas de calidad especificadas por la Dirección General de Normas de la Secretaría de Industria y Comercio.

ARTICULO 342.- MONTAJE DE LAS ESTRUCTURAS. I.- El montaje de las estructuras se observará lo siguiente:

a.- El montaje deberá efectuarse con el equipo apropiado. Durante la carga, transporte y descarga de materiales y durante el montaje se adoptarán las precauciones necesarias para no producir deformaciones ni esfuerzos excesivos en las piezas. Si, a pesar de ello, algunas de las piezas se maltratan y deforman, deberán ser enderezadas o reparadas, según el caso, antes de montarlas.

b.--Anclajes. Antes de iniciar la colocación de la estructura, el Director Responsable de Obra o sus técnicos auxiliares revisarán la posición de los anclajes colocados previamente y en caso de que haya discrepancias con respecto a las posiciones mostradas en los planos, se tomarán las providencias necesarias para corregirlas.

III.—Conexiones Provisionales. Durante el montaje, los diversos elementos que constituyen la estructura deberán sostenerse individualmente o ligarse entre sí por medio de tornillos, pernos o soldaduras provisionales, que proporcionen la resistencia requerida ante la acción de cargas muertas y esfuerzos de montaje, viento o sismo. Asimismo, deberán tenerse en cuenta los efectos de cargas producidas por materiales, equipo de montaje, etc. Cuando sea necesario, se colocará en la estructura el contraventeo provisional requerido para resistir los efectos mencionados;

IV.—Alineado y plomeado. No se colocarán remaches, pernos o tornillos, ni soldadura definitiva hasta que la parte de la estructura que quede rigidizada por ellos esté alineada y plomeada; y,

V.—Tolerancias. Las tolerancias se ajustarán a lo dispuesto en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas.

ARTICULO 343.—ESTRUCTURAS METALICAS REMACHADAS O ATORNILLADAS. En las estructuras remachadas o atornilladas, se observará lo dispuesto en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas, cuidando especialmente que se resuelva lo siguiente:

I.—Agujeros. El diámetro de los agujeros para remaches o tornillos deberá ser un milímetro y medio mayor que el diámetro nominal de éstos. No se permitirá el uso de botadores para agrandar agujeros, ni el empleo de soplete para hacerlos.

II.—Armado. Las piezas que se vayan a remachar o atornillar, deberán mantenerse en su posición de proyecto por medio de pasadores, pernos o tornillos;

III.—Colocación. Los remaches y tornillos deberán colocarse con equipos especiales, dejándolos firmemente apretados, y,

IV.—Inspección. El Director Responsable de Obra, cuidará que se revise antes de la colocación de los remaches o tornillos, la posición alineamiento y diámetro de los agujeros y posteriormente comprobará que las cabezas de los remaches estén formadas debidamente; en el caso de tornillos, se deberá verificar que las tuercas estén correctamente apretadas, así como que las rondanas estén debidamente colocadas cuando se haya especificado su uso.

ARTICULO 344.— ESTRUCTURAS METALICAS SOLDADAS. Las conexiones soldadas en las estructuras deberán cumplir con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas, cuidando especialmente los siguientes puntos:

I.—Preparación del material. Las superficies que vayan a soldarse deberán estar libres de costras, escoria, óxido, grasa, pintura o cualquier otro material extraño.

II.—Armado. Las piezas que se vayan a unir con soldadura de filete deberán estar en contacto, cuando esto no sea posible, se permitirá una separación máxima de 5 mm; si la separación es de 1.5 mm o mayor, se aumentará el tamaño del filete en una cantidad igual a ella.

Las partes que se vayan a soldar a tope deberán alinearse cuidadosamente, no se permitirá una desviación mayor de 3 mm.

Al armar y unir partes de una estructura o de miembros compuestos se seguirán procedimientos y secuencias en la colocación de las soldaduras que eliminen distorsiones innecesarias y minimicen los esfuerzos de contracción.

Al fabricar vigas con cubreplacas y miembros compuestos, deberán hacerse las uniones de taller de cada una de las partes que la componen antes de unir esas partes entre sí; y,

III.—Inspección. El Director Responsable de Obra, tomará las medidas necesarias para efectuar la debida revisión de los bordes de las piezas en los que se colocará la soldadura, y para cerciorarse de que los biseles, holguras y otras características sean las correctas y estén de acuerdo con los planos. Se repararán las soldaduras que presenten defectos, tales como tamaño insuficiente, cráteres o socavación de metal base y se rechazarán todas las que estén agrietadas.

En juntas importantes de penetración completa, la revisión se complementará por medio de radiografías o ensayes no destructivos, o ambas a juicio del Director Responsable de Obra.

CAPITULO XIV

Instalaciones

ARTICULO 345.—GENERALIDADES. Las instalaciones eléctricas, hidráulicas, sanitarias, contra incendio, mecánicas de aire acondicionado, de gas, de vapor, de aire caliente, telefónicas, de comunicación, especiales y otras, deberán proyectarse observando lo señalado en el Título III de este Reglamento y ejecutarse y conservarse en condiciones que garanticen su eficiencia y proporcionen la seguridad necesaria a los trabajadores, a los usuarios y al inmueble de conformidad con lo que establecen las disposiciones aplicables para cada caso.

Durante su ejecución, se deberá cumplir con el Reglamento de Medidas Preventivas de Accidentes de Trabajo de la Secretaría del Trabajo y Previsión Social.

En las instalaciones deberán emplearse únicamente materiales y productos que satisfagan las normas de calidad fijadas por la Secretaría de Industria y Comercio.

ARTICULO 346 INSTALACIONES ELECTRICAS Las instalaciones eléctricas, incluyendo las de carácter provisional durante el proceso de construcción de la obra, se sujetarán a lo previsto por el Reglamento de Obras e Instalaciones Eléctricas de la Secretaría de Industria y Comercio.

ARTICULO 347.—INSTALACIONES HIDRAULICAS Y SANITARIAS Las instalaciones hidráulicas y sanitarias deberán cumplir, además de lo previsto por este Reglamento, con las disposiciones del Código Sanitario de los Estados Unidos Mexicanos y de la Ley Federal para Prevenir y Controlar la Contaminación Ambiental.

ARTICULO 348.—INSTALACIONES MECANICAS La cimentación de equipos mecánicos o de máquinas deberá construirse de acuerdo con el proyecto autorizado, de manera que no afecte a la estructura del edificio, ni le transmita vibraciones o movimientos que puedan producir daño al inmueble, o perjuicios y molestias a los ocupantes o a terceros.

Los niveles de ruido que produzcan las máquinas, no deberán exceder los límites previstos por el Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación Ambiental originada por la emisión de ruidos.

ARTICULO 349.—INSTALACIONES DE AIRE ACONDICIONADO. Las instalaciones de aire acondicionado deberán realizarse de manera que los equipos no produzcan vibraciones o ruidos que causen molestias a las personas o perjuicios a los edificios o a terceros.

ARTICULO 350.—INSTALACIONES DE GAS COMBUSTIBLE Las instalaciones de gas combustible serán para uso de gas licuado de petróleo o de gas natural y deberán cumplir con las disposiciones del instructivo para el Diseño y Ejecución de Instalaciones y Aprovechamiento de Gas Licuado de Petróleo, de la Dirección General de Gas de la Secretaría de Industria y Comercio.

ARTICULO 351.—INSTALACIONES DE VAPOR Y DE AIRE CALIENTE. Las instalaciones de vapor y de aire caliente deberán cumplir con las disposiciones del Código Sanitario de los Estados Unidos Mexicanos y de la Ley Federal para Prevenir y Controlar la Contaminación Ambiental.

Para la instalación y funcionamiento de calderas deberá cumplirse, además, con los requisitos del Reglamento para la Inspección de Generadores de Vapor y Recipientes Sujetos a Presión de la Secretaría del Trabajo y Previsión Social.

Deberá existir un servicio de mantenimiento permanente para calderas y chimeneas; aquellas serán inspeccionadas y operadas por personal especializado, según lo establece el reglamento antes mencionado.

Los ductos de vapor y de aire caliente situados en lugares donde tengan acceso personas, deberán aislarse adecuadamente.

CAPITULO LV

Fachadas y Recubrimientos

ARTICULO 352.—GENERALIDADES Las partes exteriores de los edificios que sean visibles desde la vía pública se proyectarán de acuerdo con lo que dispone el Título III de este Reglamento.

ARTICULO 353.—APARIENCIA EXTERIOR DE LAS CONSTRUCCIONES Las fachadas y los paramentos de las construcciones que sean visibles desde la vía pública deberán tener acabados apropiados cuyas características de forma, color y textura sean armónicas entre sí y conserven o mejoren el paisaje urbano de las vías públicas en que se encuentren ubicadas.

Las fachadas de los monumentos y las de las construcciones que se localicen dentro de zonas de monumentos se ajustarán, además, a lo que dispone al respecto la Ley Federal sobre Monumentos y Zonas Arqueológicas, Artísticas e Históricas.

Los demás elementos de ornato que se usen en las fachadas y paramentos se ajustarán a lo dispuesto en el párrafo anterior.

Los tendederos para ropa y los tinacos deberán instalarse de modo que no sean visibles desde la vía pública.

Los anuncios que se coloquen en las fachadas y paramentos de las construcciones se sujetarán, además, a las disposiciones del Reglamento de Anuncios para el Distrito Federal.

El Departamento, expedirá los instructivos y acuerdos que fueren necesarios para el debido cumplimiento de lo establecido en este precepto.

ARTICULO 354.—MATERIALES PETREOS.—En fachadas recubiertas con placas de materiales pétreos naturales o artificiales se cuidará la sujeción de éstas a la estructura del edificio. En aquellos casos en que sea necesario por la dimensión, altura, peso o falta de rugosidad las placas se fijarán mediante grapas que proporcionen el anclaje necesario.

Para evitar desprendimientos del recubrimiento ocasionado por movimientos de la estructura debidos a asentamientos o sismos o bien a deformaciones del material por cambios de temperatura, se dejarán juntas de construcción adecuadas, verticales y horizontales.

Adicionalmente se tomarán las medidas necesarias para evitar el paso de humedad a través del revestimiento.

ARTICULO 355.—APLANADOS DE MORTERO.—Los aplanados de mortero se aplicarán sobre superficies rugosas o repelladas, previamente humedecidas.

Los aplanados cuyo espesor sea mayor de tres centímetros deberán contar con dispositivos adecuados de anclaje.

ARTICULO 356.—VENTANERIA, HERRERIA Y CANCELERIA. La ventanería, la herrería y la cancelería se proyectarán, ejecutarán y colocarán de manera que no se causen daños a la estructura del edificio o que los movimientos de esta no provoquen deformaciones que puedan deteriorar dicha ventanería, herrería o cancelería.

Los canceles cerrados en fachadas deberán sujetarse a lo que sobre fachadas de cortinas previene el artículo 98 de este Reglamento.

ARTICULO 357.—VIDRIOS Y CRISTALES. Los vidrios y cristales deberán colocarse tomando en cuenta los posibles movimientos de la edificación y las dilataciones y contracciones ocasionadas por cambios de temperatura. Los acientos y selladores empleados en la colocación de piezas mayores de uno y medio metros cuadrados, deberán absorber tales deformaciones y conservar su elasticidad.

ARTICULO 358.—ELEMENTOS ORNAMENTALES O DECORATIVOS. Los elementos ornamentales o decorativos que se incorporen a una construcción y que no formen parte integrante de la misma, deberán ser considerados en el diseño estructural.

Los elementos aislados, tales como fuentes, esculturas arcos, columnas, monumentos y otros similares, deberán proyectarse y construirse de conformidad con lo dispuesto en los Títulos IV y V de este Reglamento.

CAPITULO LVI

Pruebas de Carga

ARTICULO 359.—OBLIGACION DE EFECTUAR PRUEBAS DE CARGA. Será necesario comprobar la seguridad de una estructura por medio de pruebas de carga en los siguientes casos:

I.—En edificios para espectáculos deportivos, salas de espectáculos, centros de reunión, clubes deportivos y todas aquellas construcciones en las que pueda haber frecuente aglomeración de personas.

II.—Cuando no exista suficiente evidencia teórica o experimental para juzgar en forma confiable la seguridad de la estructura en cuestión, y,

III.—Cuando el Departamento lo estime conveniente en razón de la calidad y resistencia de los materiales o en cuanto a los procedimientos constructivos.

ARTICULO 360.—PROCEDIMIENTO PARA REALIZAR LAS PRUEBAS. Para realizar una prueba de carga en estructuras, de acuerdo con la condición de carga ante la cual desee verificarse la seguridad, se seleccionará la forma de aplicación de la carga de pruebas y la zona de la estructura sobre la cual se aplicará. Cuando se trate de verificar la seguridad de elementos o conjuntos que se repiten, bastará seleccionar el 10 por ciento de ellos, pero no menos de tres, distribuidos en distintas zonas de la estructura. La intensidad de la carga de prueba deberá ser igual a la de diseño. La zona en que aplique será la necesaria para producir en los elementos o conjuntos seleccionados los efectos más desfavorables.

Previamente a la prueba se someterán a la aprobación del Departamento el procedimiento de carga y el tipo de datos que se recabarán en dicha prueba, tales como deflexiones, vibraciones y agrietamientos.

Para verificar la seguridad ante cargas permanentes, la carga de prueba se dejará actuando sobre la estructura, no menos de veinticuatro horas. Se considerará que la estructura ha fallado si ocurre colapso, una falla local o un incremento local brusco de desplazamiento o de la curvatura de una sección. Además, si veinticuatro horas después de quitar la sobrecarga la estructura no muestra una recuperación mínima de setenta y cinco por ciento de sus flexiones, se repetirá la prueba. La segunda prueba de carga no debe iniciarse antes de setenta y dos horas de haberse terminado la primera.

Se considerará que la estructura ha fallado si después de la segunda prueba la recuperación no alcanza, en 24 horas, el setenta y cinco por ciento de las deflexiones debidas a dicha segunda prueba.

Si la estructura pasa la prueba de carga, pero como consecuencia de ello se observan daños tales como agrietamiento excesivo, deberá repararse localmente y reforzarse.

Podrá considerarse que los elementos horizontales han pasado la prueba de carga, aun si la recuperación de las flechas no alcanzase el setenta y cinco por ciento, siempre y cuando la flecha máxima no exceda de dos milímetros o L2/(20,000h), donde L es el claro libre del miembro que se ensaye y h su peralte total en las mismas unidades, en voladizos se tomará L como el doble del claro libre.

En caso de que la prueba no sea satisfactoria, deberá presentarse al Departamento un estudio proponiendo las modificaciones pertinentes, y una vez realizadas éstas se llevará a cabo una nueva prueba de carga.

Durante la ejecución de la prueba de carga deberán tomarse las precauciones necesarias para proteger la seguridad de las personas y del resto de la estructura, en caso de falla de la zona ensayada.

El procedimiento para realizar pruebas de carga de pilotes se incluye en las Normas Técnicas Complementarias relativas a Cimentaciones.

TITULO VI

Uso y Conservación de Predios y Edificaciones

CAPITULO LVII

Uso de Predios y Edificaciones

ARTICULO 361.—USO DE LOS INMUEBLES. El uso y conservación de predios y edificaciones se sujetará a las disposiciones de la Ley y sus Reglamentos.

ARTICULO 362.—USOS QUE PUEDAN GENERAR PELIGRO, INSALUBRIDAD O MOLESTIA. Excepcionalmente en lugares en que no exista inconveniente de acuerdo con la zonificación autorizada y con la condición de que se tomen previamente las medidas de protección que el Departamento señale, se podrán autorizar usos que puedan generar peligro insalubridad o molestia.

En su caso, antes de expedir la autorización de usos a que se refiere el párrafo anterior, el Departamento verificará que se hayan tomado las medidas de protección señaladas y que se haya dado cumplimiento a las disposiciones relativas de la Ley para Prevenir y Controlar la Contaminación Ambiental y de sus reglamentos.

ARTICULO 363.—USOS PELIGROSOS, INSALUBRES O MOLESTOS. Para los efectos del presente Capítulo, serán considerados como usos peligrosos, insalubres o molestos, los siguientes:

I.—La producción, almacenamiento, depósito, venta, o manejo de objetos o de sustancias tóxicas, explosivas, inflamables o de fácil combustión;

II.—La acumulación de escombros o basura;

III.—La excavación profunda de terrenos;

IV.—Los que impliquen la aplicación de excesivas o descompensadas cargas o la transmisión de vibraciones excesivas a las construcciones,

V.—Los que produzcan humedad, salinidad, corrosión, gases, humos, polvos, ruidos, trepidaciones, cambios importantes de temperatura, malos olores y otros efectos perjudiciales o molestos para las personas, o que puedan ocasionar daño a las propiedades, y,

VI.—Los demás que establezcan la Ley Federal para prevenir y Controlar la Contaminación Ambiental, el Código Sanitario y los Reglamentos respectivos.

ARTICULO 364.—CAMBIO DE USO. El Departamento podrá autorizar el cambio de uso de un predio o de una edificación, de acuerdo con los planes aprobados para la zona donde se ubique el predio, previo dictamen técnico y en su caso, la autorización de ubicación en los términos señalados por el Artículo 49 de este cuerpo normativo. El nuevo uso deberá ajustarse a las disposiciones de este Reglamento y de los demás Reglamentos aplicables de la Ley.

En construcciones ya ejecutadas, el Departamento podrá autorizar el cambio de uso, si se efectúan las modificaciones necesarias y se construyen las instalaciones adecuadas para cumplir con las disposiciones legales y reglamentarias correspondientes, a satisfacción del propio Departamento.

ARTICULO 365.—USO NO AUTORIZADO. Cuando una edificación o un predio se utilice total o parcialmente para algún uso diferente al autorizado, sin haber obtenido previamente la autorización del cambio de uso que establece el artículo 55 de este Reglamento, el Departamento ordenará, con base en dictamen técnico lo siguiente:

I.—La restitución de inmediato al uso aprobado, si esto puede hacerse sin la necesidad de ejecutar obras; y,

II.—La ejecución de obras, adaptaciones, instalaciones y otros trabajos que sean necesarios para el correcto funcionamiento del inmueble y restitución al uso aprobado, dentro del plazo que para ello se señale.

CAPITULO LVIII

Conservación de Predios y Edificaciones

ARTICULO 366.—CONSERVACION DE PREDIOS Y EDIFICACIONES. Los propietarios de predios y edificaciones, tienen la obligación de mantenerlos en buenas condiciones de estabilidad, servicio, aspecto e higiene, y de evitar que se conviertan en molestia o peligro para las personas o los bienes. Los predios deberán conservarse libres de escombro o basura, drenados adecuadamente y cercados en todas sus colindancias.

Se prohiben las instalaciones y construcciones precarias en las azoteas de las edificaciones, cualesquiera que sea el uso que pretenda dárseles.

TITULO VII

Disposiciones Diversas

CAPITULO LIX

Medidas de Seguridad

ARTICULO 367.—ORDENES DE REPARACION O DEMOLICION. Cuando el Departamento tenga conocimiento de que una edificación, estructura o instalación presente algún peligro para las personas o los bienes, previo dictamen técnico, requerirá a su propietario, con la urgencia que el caso amerite, que realice las reparaciones, obras o demoliciones necesarias, de conformidad con las fracciones IV y VII del artículo 91 de la Ley.

Cuando la demolición tenga que hacerse en forma parcial, esta comprenderá también la parte que resulte afectada por la continuidad estructural.

ARTICULO 368.—AVISO DE TERMINACION DE REPARACION. Una vez concluidas las obras o los trabajos que hayan sido ordenados de acuerdo con el Artículo 367 de este Reglamento, el propietario de la construcción o el Director Responsable de Obra dará aviso de terminación al Departamento, el que verificará la correcta ejecución de dichos trabajos pudiendo, en su caso, ordenar su modificación o corrección, y quedando obligados aquéllos a realizarla.

ARTICULO 369.—ORDEN DE DESOCUPACION. Si como resultado del dictamen técnico fuere necesario ejecutar alguno de los trabajos mencionados en el artículo 367 de este Reglamento, para los que se requiera efectuar la desocupación parcial o total de una edificación peligrosa para sus ocupantes, el Departamento podrá ordenar la desocupación temporal o definitiva de conformidad con la fracción III del artículo 91 de la Ley.

En caso de peligro inminente, la desocupación deberá ejecutarse en forma inmediata, y si es necesario, el Departamento podrá hacer uso de la fuerza pública para hacer cumplir la orden.

ARTICULO 370.—INCONFORMIDAD DE LOS OCUPANTES. En caso de inconformidad del ocupante de una construcción peligrosa en contra de la orden de desocupación a que se refiere el artículo anterior, podrá interponer recurso de reconsideración de acuerdo con lo previsto en este Reglamento. Si se confirma la orden de desocupación y persiste la renuencia a acatarla, el Departamento podrá hacer uso de la fuerza pública para hacer cumplir la orden.

El término para la interposición del recurso a que se refiere este precepto será de 3 días hábiles contado a partir de la fecha en que se le haya notificado al interesado la orden de desocupación. La autoridad deberá resolver el recurso dentro de un plazo de 3 días, contado a partir de la fecha de interposición del mismo.

La orden de desocupación no prejuzga sobre los derechos u obligaciones que existan entre el propietario y los inquilinos del inmueble.

ARTICULO 371.—CLAUSURA COMO MEDIDA DE SEGURIDAD. El Departamento podrá clausurar como medida de seguridad, de acuerdo con lo dispuesto por la fracción II del artículo 91 de la Ley, las obras terminadas o en ejecución, cuando ocurra alguna de las circunstancias previstas por los artículos 376 y 377 de este Reglamento.

CAPITULO LX

Medios y Sanciones para Hacer Cumplir el Reglamento

ARTICULO 372.—INSPECCION. Mediante orden escrita, motivada y fundada, el Departamento podrá inspeccionar en cualquier tiempo de conformidad con lo dispuesto por el artículo 89 de la Ley, con el personal y en las condiciones que juzgue pertinentes, las edificaciones y las obras de construcción que se encuentren en proceso o terminadas a fin de verificar el cumplimiento de las disposiciones de la Ley y de este Reglamento.

ARTICULO 373.—PROCEDIMIENTO EN LA PRACTICA DE INSPECCIONES. El Departamento vigilará el debido cumplimiento de las disposiciones de la Ley y de este Reglamento mediante el personal que comisione al efecto, mismo que deberá estar provisto de credencial que lo identifique en su carácter oficial y de órdenes escritas de la autoridad correspondiente, en las que se precisará el objeto de las visitas, la causa o motivo de ellas y las disposiciones legales o reglamentarias en que se funden.

Los propietarios o sus representantes, los encargados, los Directores Responsables de Obra y los auxiliares de éstos, así como los ocupantes de los lugares donde se vaya a practicar la inspección, tendrán la obligación de permitir el acceso al inmueble de que se trate.

Al término de la diligencia se levantará, en su caso, el acta correspondiente, en la que se hará constar el cumplimiento o la violación de las disposiciones del presente Reglamento y los hechos, actos u omisiones en que consistan las violaciones, y en su caso, las infracciones que resulten comprobadas.

En los términos del artículo 43, fracción III de este Reglamento, los inspectores del Departamento deberán firmar el libro de bitácora de las obras en proceso de construcción anotando la fecha de su visita y sus observaciones.

ARTICULO 374. — INFRACCIONES AL REGLAMENTO. Cuando como resultado de la visita de inspección se compruebe la existencia de cualquier infracción a las disposiciones de este Reglamento, la autoridad correspondiente notificará a los infractores, cuando así procediere, las irregularidades o violaciones en que hubieren incurrido, otorgándoles un término que podrá variar de 24 horas a 30 días según la urgencia o la gravedad del caso para que sean corregidas.

ARTICULO 375.—RESPONSABILIDADES. Para los efectos del presente Reglamento, los propietarios y los Directores Responsables de Obra, serán responsables por las violaciones en que incurran a las disposiciones legales aplicables, y les serán impuestas las sanciones correspondientes, previstas por la Ley y por el propio Reglamento.

Las sanciones podrán ser impuestas conjunta o separadamente a los responsables.

ARTICULO 376.—INCUMPLIMIENTO DE ORDENES. En caso de que el propietario de un predio o de una edificación no cumpla con las órdenes giradas con base en este Reglamento y las demás disposiciones legales aplicables, el Departamento, previo dictamen que emita u ordene, estará facultado para ejecutar, a costa del propietario, las obras, reparaciones o demoliciones que haya ordenado, para eliminar y para tomar las demás medidas que considere necesarias, pudiendo hacer uso de la fuerza pública, en los siguientes casos:

I.—Cuando una edificación de un predio se utilice total o parcialmente para algún uso diferente al autorizado, sin haber cumplido con lo previsto en el artículo 55 de este Reglamento;

II.—Como medida de seguridad en caso de peligro grave o inminente;

III.—Cuando el propietario de una construcción señalada como peligrosa no cumpla con las órdenes giradas con base en los artículos 367 y 369 de este Reglamento, dentro del plazo fijado para tal efecto;

IV.—Cuando se invada la vía pública con una construcción; y,

V.—Cuando no se respeten las afectaciones y las restricciones físicas y de uso impuestas a los predios en la Constancia de Alineamiento.

Si el propietario del predio en el que el Departamento se vea obligado a ejecutar obras o trabajos conforme a este Artículo, se negare a pagar el costo de dichas obras, la Tesorería del Distrito Federal efectuará su cobro por medio del procedimiento económico coactivo.

ARTICULO 377.—SUSPENSION O CLAUSURA DE OBRAS EN EJECUCION. Independientemente de la aplicación de las sanciones pecuniarias a que se refiere el presente Capítulo, el Departamento podrá suspender o clausurar las obras en ejecución en los siguientes casos:

I.—Cuando previo dictamen técnico emitido u ordenado por el Departamento se declare en peligro inminente la estabilidad o seguridad de la construcción,

II.—Cuando la ejecución de una obra o de una demolición se realice sin las debidas precauciones y ponga en peligro la vida o la integridad física de las personas o pueda causar daños a bienes del Departamento o de terceros;

III.—Cuando la construcción no se ajuste a las medidas de seguridad y demás protecciones que haya indicado el Departamento con base en este Reglamento;

IV.—Cuando no se dé cumplimiento a una orden de las previstas por el artículo 367 de este Ordenamiento, dentro del plazo que se haya fijado para tal efecto;

V.—Cuando la construcción no se ajuste a las restricciones impuestas en la Constancia de Alineamiento,

VI.—Cuando la construcción se ejecute sin ajustarse al proyecto aprobado o fuera de las condiciones previstas por este Reglamento y por sus Normas Técnicas Complementarias;

VII.—Cuando se obstaculice reiteradamente o se impida en alguna forma el cumplimiento de las funciones de inspección o supervisión reglamentaria del personal autorizado por el Departamento;

VIII.—Cuando la obra se ejecute sin licencia;

IX.—Cuando la licencia de construcción sea revocada o haya fenecido su vigencia; y,

X.—Cuando la obra se ejecute sin la vigilancia reglamentaria del Director Responsable de Obra.

No obstante el estado de suspensión o de clausura en el caso de las fracciones I, II, III, IV, V y VI de este artículo, el Departamento podrá ordenar se lleven a cabo las obras que procedan para dar cumplimiento a lo ordenado, para hacer cesar el peligro o para corregir y reparar los daños, quedando el propietario obligado a realizarlas.

El estado de clausura o suspensión total o parcial impuesto con base en este artículo, no será levantado en tanto no se realicen las correcciones ordenadas y se hayan pagado las multas derivadas de las violaciones a este Reglamento.

ARTICULO 378.—CLAUSURA DE OBRAS TERMINADAS. Independientemente de la imposición de las sanciones pecuniarias a que haya lugar, el Departamento podrá clausurar las obras terminadas cuando ocurra alguna de las siguientes circunstancias:

I.—Cuando la obra se haya ejecutado sin licencia,

II.—Cuando la obra se haya ejecutado alterando el proyecto aprobado fuera de los límites de tolerancia o no sujetarse a lo previsto por los Títulos III, IV y V de este Reglamento y por las Normas Técnicas Complementarias, y,

III.—Cuando se use una construcción o parte de ella para un uso diferente al autorizado.

El estado de clausura de las obras podrá ser total o parcial y no será levantado hasta en tanto no se hayan regularizado las obras o ejecutado los trabajos ordenados en los términos del artículo 63 de este Reglamento.

CAPITULO LXI

Sanciones Pecuniarias

ARTICULO 379.—SANCIONES PECUNIARIAS. El Departamento en los términos de este Capítulo, sancionará con multas a los propietarios, a los Directores Responsables de Obra y a quienes resulten responsables de las infracciones comprobadas en las visitas de inspección a que se refiere el artículo 372 de este Reglamento.

La imposición y cumplimiento de las sanciones no eximirá al infractor de la obligación de corregir las irregularidades que hayan dado motivo al levantamiento de la infracción

Las sanciones que se impongan serán independientes de las medidas de seguridad que ordene la autoridad en los casos previstos en este Reglamento.

ARTICULO 380.—FORMA DE APLICACION DE LAS SANCIONES. La autoridad competente para fijar la sanción deberá tomar en cuenta las condiciones personales del infractor, la gravedad de la infracción, y las modalidades y demás circunstancias en que la misma se haya cometido.

ARTICULO 381.—SANCIONES AL DIRECTOR RESPONSABLE, AL PROPIETARIO O A OTRAS PERSONAS. Se sancionará al Director Responsable de Obra, al propietario o la persona que resulte responsable, con multa de $1,000.00 a $20,000.00.

I.—Cuando en cualquier obra o instalación en proceso no muestre, a solicitud del Inspector, los planos autorizados y la licencia correspondiente;

II.—Cuando se invada con materiales, ocupen o usen la vía pública, o cuando hagan cortes en banquetas, arroyos y guarniciones, sin haber obtenido previamente el permiso correspondiente;

III.—Cuando obstaculicen las funciones de los inspectores del Departamento señaladas en el artículo 372 de este Ordenamiento;

IV.—Cuando realicen excavaciones u otras obras que afecten la estabilidad del propio inmueble o de las construcciones y predios vecinos, o de la vía pública, y,

V.—Cuando violen las disposiciones relativas a la conservación de edificios y predios.

Igual sanción se aplicará al propietario o al Director Responsable cuando no se dé aviso de terminación de las obras dentro del plazo señalado en las licencias de construcción correspondientes.

ARTICULO 382.—SANCIONES A LOS DIRECTORES RESPONSABLES DE OBRA. Se sancionará con multa de $1,000.00 a $20,000.00 a los Directores Responsables de Obra que incurran en las siguientes infracciones.

I.—Cuando no cumplan con lo previsto por el Artículo 43 de este Reglamento;

II.—Cuando en la ejecución de una obra violen las disposiciones establecidas en el Título IV, y en las Normas Técnicas Complementarias, de este Reglamento; y

III.—Cuando no observen las disposiciones de este Reglamento en lo que se refiere a los dispositivos de elevación de materiales y de personas durante la ejecución de la obra, y al uso de transportadores eletromecánicos de la edificación

ARTICULO 383.—SANCIONES A LOS DIRECTORES RESPONSABLES DE OBRA. Se sancionará con multa de $1,000.00 a $30,000.00 a los Directores Responsables de Obra que incurran en las siguientes infracciones:

I.—Cuando en la obra utilicen los procedimientos de construcción a que se refiere el artículo 261 de este Reglamento, sin autorización previa del Departamento.

II.—Cuando no acaten las disposiciones relativas contenidas en el Título III de este Reglamento en la edificación de que se trate, salvo en el caso de las infracciones que prevé y sanciona el artículo 365 de este Ordenamiento;

III.—Cuando en la construcción o demolición de obras, o para llevar a cabo excavaciones, usen explosivos sin contar con la autorización previa correspondiente, y,

IV.—Cuando en una obra no tomen las medidas necesarias para proteger la vida y salud de los trabajadores y de cualquier otra persona a la que pueda causarle daño

ARTICULO 384.—SANCIONES A LOS PROPIETARIOS Y A LOS DIRECTORES RESPONSABLES DE OBRA. Se sancionará a los propietarios de inmuebles y a los Directores Responsables de Obra con multa de uno a cinco tantos del importe de los derechos de la licencia correspondiente en los siguientes casos

I.—Cuando se estén realizando obras o instalaciones sin haber obtenido previamente la licencia respectiva de acuerdo con lo establecido en este Reglamento; y,

II.—Cuando se hubieren realizado obras o instalaciones sin contar con la licencia de construcción correspondiente, y las mismas no se hubieren regularizado

ARTICULO 385.—SANCIONES A LOS DIRECTORES RESPONSABLES DE OBRA, A LOS PROPIETARIOS Y A OTRAS PERSONAS. Se sancionará al Director Responsable de Obra, al propietario o a la persona que resulte responsable:

I.—Con multa de $1,000.00 a $50,000.00 en los siguientes casos:

a).—Cuando en una obra o instalación no se respeten las provisiones contra incendio previstas en este Reglamento;

b).—Cuando para obtener la expedición de licencias de construcción o durante la ejecución y uso de la edificación hayan hecho uso, a sabiendas, de documentos falsos, y,

II.—Con uno a cinco tantos del importe de los derechos de licencia:

a).—Cuando una obra, excediendo las tolerancias previstas en este Reglamento, no coincida con el proyecto arquitectónico o diseño estructural autorizados, y

b).—Cuando en un predio o en la ejecución de una obra no se respeten las restricciones, afectaciones o usos autorizados señalados en la Constancia de Alineamiento.

ARTICULO 386.—SANCIONES POR VIOLACIONES NO PREVISTAS EN ESTE CAPITULO. Las violaciones a este Reglamento no previstas en los artículos que anteceden se sancionarán con multa de $1,000.00 a $20,000.00.

ARTICULO 387.—SANCIONES EN CASO DE REINCIDENCIA. Al infractor reincidente se le aplicará el doble de la sanción que le hubiere sido impuesta.

Para los efectos de este Reglamento, se considera reincidente al infractor que incurra en otra falta igual a aquella por la que hubiere sido sancionado con anterioridad, durante la ejecución de la misma obra.

ARTICULO 388.—SANCIONES POR OPONERSE O IMPEDIR EL CUMPLIMIENTO DE ORDENES DEL DEPARTAMENTO. A quien se oponga o impida el cumplimiento de órdenes expedidas por el Departamento del Distrito Federal, se le sancionará con arresto administrativo hasta por 36 horas en los términos de la fracción VI del artículo 92 de la Ley.

ARTICULO 389.—REVOCACION. El Departamento podrá revocar toda autorización, licencia o constancia cuando:

I.—Se hallan dictado con base en informes o documentos falsos o erróneos, o emitidos con dolo o error;

II.—Se hallan dictado en contravención al texto expreso de alguna disposición de este Reglamento; y,

III.—Se hallan emitido por autoridad incompetente.

La revocación será pronunciada por la autoridad de la que haya emanado el acto o la resolución de que se trate, o en su caso, por el superior jerárquico de dicha autoridad.

CAPITULO LXII
Medios de Impugnación

ARTICULO 390.—RECURSOS DE RECONSIDERACION. Procederá el recurso de reconsideración contra la negativa de otorgamiento de Número Oficial, Constancia de Alineamiento, Licencia de Construcción de cualquier tipo, contra la cancelación de licencia la suspensión o clausura de obra o las órdenes de demolición, reparación o desocupación.

ARTICULO 391.—INTERPOSICION DEL RECURSO. El recurso deberá interponerlo el interesado ante la autoridad de la que haya emanado el acto o resolución de que se trate y el término para su interposición será de 15 días hábiles contados a partir de la fecha en que se le notifique el acto o resolución correspondiente, salvo lo dispuesto en el último párrafo del artículo 398 de este Reglamento.

El recurrente podrá solicitar la suspensión de la ejecución del acto o resolución que reclame, la cual será concedida siempre que, a juicio de la autoridad, no sea en perjuicio de la colectividad o se contravengan disposiciones de orden público. Cuando con la suspensión se puedan causar daños al Departamento o a terceros, solo se concederá si el interesado otorga ante la Tesorería del Distrito Federal alguna de las garantías a que se refiere la Ley de Hacienda del propio Departamento.

El monto de la garantía será el suficiente para asegurar la reparación de los posibles daños que se pudieran causar y será fijada por la autoridad de la que haya emanado el acto.

ARTICULO 392.—ESCRITO DEL RECURSO. El escrito por el que se interponga el recurso de reconsideración no estará sujeto a forma especial alguna, y bastará con que el recurrente precise el acto que reclama los motivos de su inconformidad, señale domicilio para oír notificaciones, designe en su caso a su representante legalmente autorizado, acompañe las pruebas documentales que tenga a su disposición y ofrezca las demás que estime pertinentes, con excepción de la confesional y aquellas que fueren contrarias al derecho o a la moral.

ARTICULO 393.—SUSTANCIACION DEL RECURSO. Admitido el recurso interpuesto se señalará el día y hora para la celebración de una audiencia en la que se oirá en defensa al interesado y se desahogarán las pruebas ofrecidas, levantándose al término de la misma, acta suscrita por los que en ella hayan intervenido.

Pase a la página 72

MOVIMIENTO NOTARIAL

El Lic Miguel Limon Díaz Notario No. 97, se ausentará del despacho del que es Titular por el término de 45 días renunciables a partir del 18 de marzo, substituyéndolo en su cargo el Lic. Francisco de Icaza Dufour, Notario Nó. 111, con quien tiene celebrado convenio de suplencia.

El Lic. Mario Monroy Estrada Notario No. 31, se ausentará del despacho del que es Titular, por el término de SEIS MESES contados a partir del 11 de febrero pasado, substituyéndolo en su ausencia el Lic. Rodolfo Charles Sierra, Notario No. 44, con quien tiene celebrado convenio de Asociación.

El Lic. Alejandro Soberón Alonso Notario No. 68, ha vuelto a hacerse cargo del despacho del que es Titular, a partir del 17 febrero pasado, por haber concluído la licencia que se le concedió.

El Lic. Alejandro González Polo, Notario No. 18 se ausentará del despacho del que es Titular del 6 de febrero al 15 de abril próximo, substituyéndolo en su cargo el Lic. Jorge Alejandro Hernández Notario No. 121, con quien tiene celebrado convenio de suplencia.

El Lic. Francisco Fernández Cueto y B. Notario No. 16, ha vuelto a hacerse cargo del despacho del que es Titular a partir del 7 de marzo en curso, renunciando al tiempo que le falta para concluir la licencia que se le concedió

El Lic. José Manuel G. de Quevedo Jr. Notario No. 7, ha vuelto a hacerse cargo del despacho del que es Titular, a partir del 7 de marzo en curso, renunciando al tiempo que le falta para concluir la licencia que se le concedió.

El Lic. Francisco Solórzano Bejar Padilla Notario No. 126, ha vuelto a hacerse cargo del despacho del que es Titular a partir del 7 de marzo en curso; por haber concluído la licencia que se le concedió.

El Lic. José Hernández Patrón Notario No. 86, cambió las oficinas de la Notaría No. 86 a la Avenida Homero No. 1804, Desp. 904, Col. Polanco de esta ciudad.

CASIMIRES LAHERA, S. A.

EN LIQUIDACION.

BALANCE FINAL DE LIQUIDACION AL 31 DE ENERO DE 1977.

ACTIVO		CAPITAL	
Efectivo	240,677.93	Capital Reembolsable	240,677.93

Nota: Corresponde en la Liquidación Final, a cada acción con valor nominal de $1,000.00 cada una, la cantidad de $2,406.78

El presente balance así como papeles y libros de la sociedad quedan a disposición de los accionistas quienes gozarán de un plazo de quince días a partir de la última Publicación para presentar sus reclamaciones al liquidador.

México, D. F. a 31 de Enero de 1977.

El Liquidador.

Sr. Enrique Lahera Quintana.

(Viene de la Página ...)

La resolución que recaiga a dicha instancia deberá pronunciarse dentro de los treinta días siguientes a la celebración de la audiencia y será notificada personalmente.

Contra la resolución que se dicte no procederá ningún recurso administrativo.

ARTICULO 3[illegible] - CASOS NO PREVISTOS. Los casos no previstos por este Reglamento o por sus Normas Técnicas Complementarias, serán resueltos por la Secretaría de Obras y Servicios, previo dictamen de la Dirección General de Planificación del Departamento.

TRANSITORIOS

PRIMERO.—El presente Reglamento, así como las Normas Técnicas Complementarias a que se refiere el artículo 262 del propio Ordenamiento, entrarán en vigor al día siguiente de su publicación en el "Diario Oficial" de la Federación.

SEGUNDO.—Se abroga el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, de 24 de Enero de 1966 publicado en el "Diario Oficial" de la Federación el 9 de febrero del mismo año con sus adiciones y reformas.

TERCERO.—Se derogan todas las disposiciones reglamentarias y administrativas que se opongan al presente Reglamento.

CUARTO.—Se concede el plazo de un año contado a partir de la fecha en que entren en vigor el presente Ordenamiento y sus Normas Técnicas Complementarias para que los propietarios de las edificaciones a que se refiere el Capítulo XIV del presente cuerpo normativo, realicen las obras e instalen los equipos necesarios para prevenir incendios.

QUINTO.—Se concede un plazo de 6 meses, a partir de la fecha en que entre en vigor este Reglamento, para que los propietarios de los giros industriales y comerciales a que se refiere el artículo 65 de este Ordenamiento, obtengan y, en su caso, revaliden la autorización de operación correspondiente, en los términos del mencionado precepto.

SEXTO.—Las obras que estén por iniciarse o que se encuentren en proceso de ejecución en la fecha de publicación de este Reglamento les serán aplicables las disposiciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal del 24 de enero de 1966.

SEPTIMO.—Las solicitudes de licencia de construcción que se encuentren en trámite en la fecha en que entre en vigor este ordenamiento, continuarán tramitándose y se resolverán de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 24 de Enero de 1966.

Dado en la residencia del Poder Ejecutivo Federal, en la Ciudad de México, a los diecinueve días del mes de noviembre de mil novecientos setenta y seis.—Luis Echeverría Alvarez.—Rúbrica.—El Secretario de Gobernación, Mario Moya Palencia.—Rúbrica.—El Jefe del Departamento del Distrito Federal, Octavio Sentíes Gómez.—Rúbrica.

Gaceta Oficial

del Departamento del Distrito Federal

DIRECCION GENERAL JURIDICA Y DE GOBIERNO

DIRECTOR GENERAL

Lic. Víctor Rolando Díaz Ortiz

Jefe de la Oficina Consultiva

LIC. LUIS A. DOMINGUEZ DEL RIO

DIRECCION

Avenida Cral. Pedro A. de los Santos No. 70

4o. Piso, Oficina Consultiva

TELEFONOS: 277-46-19 277-59-95 [illegible]-77-00
516-04-90 extensiones 132 y 134

MEXICO 18, D. F.

SUSCRIPCIONES

Un año	$ 34.00
Un semestre	17.00
Por ejemplar de la fecha	1.50
Por ejemplar atrasado	3.00

INSERCIONES

Por línea ágata en columna de 13 cuadratines $	3.00
Por plana entera	1,200.00
Por media plana	600.00
Por cuarto de plana	300.00

Notas importantes:— LA GACETA OFICIAL publicará convocatorias, estados de cuenta, cortes de caja, balances de empresas o sociedades legalmente constituidas y que requieran inserción oficial y edictos judiciales, avisos de tribunales, etc.

LA GACETA OFICIAL se publicará dos veces al mes en esta su Tercera Epoca.

Toda correspondencia, solicitudes de inserciones o suscripciones deben dirigirse a la Dirección arriba indicada.

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DEL D.F.

REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL D.F. 1976

TITULO IV REQUISITOS DE SEGURIDAD Y SERVICIOS PARA LAS ESTRUCTURAS

CAPITULO XXXVII DISEÑO POR SISMO

COMENTARIOS AL CAPITULO XXXVII

DR. ROBERTO MELI PIRALLA

SEPTIEMBRE DE 1977.

PALACIO DE MINERIA
Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.

CAPITULO XXXVII

DISEÑO POR SISMO

ARTICULO 230. NOTACION

Cada símbolo empleado en el presente capítulo se definirá donde se emplee por primera vez. Los más importantes son:

a(adimensional) = ordenada de los espectros de diseño, como fracción de la aceleración de la gravedad, sin reducción por ductilidad

a_o (adimensional) = valor de a para T = 0

B = base de un tablero de vidrio

c (adimensional) = V/W = coeficiente sísmico

H = altura de un tablero de vidrio

h (m) = altura de la masa para la que se calcula fuerza horizontal

Q (adimensional) = factor de ductilidad

Q' (adimensional) = factor reductivo de fuerzas sísmicas para fines de diseño

T (seg)	= período natural
T_1, T_2 (seg)	= períodos característicos de los espectros de diseño
R	= respuesta de diseño
R_i	= respuesta en el modo i
r	= exponente en las expresiones de los espectros de diseño
r_c	= radio de giro de la masa en el extremo superior de un péndulo invertido
V (ton)	= fuerza cortante horizontal en la base de la construcción
W (ton)	= peso de la construcción (carga muerta más carga viva)

ARTICULO 231. ZONAS

Para los efectos de este capítulo se considerarán las zonas I a IV que fija el artículo 262 de este Reglamento. En lo que sigue se darán valores únicamente para las zonas I a III; cualquier terreno dentro de la zona IV se podrá clasificar en alguna de las tres primeras al hacer los estudios de mecánica de suelos que se requieren en dicho artículo.

ARTICULO 232. CLASIFICACION DE LAS CONSTRUCCIONES SEGUN SU USO

Según su uso, las construcciones se clasifican en los siguientes grupos:

GRUPO A. Construcciones cuyo funcionamiento sea especialmente importante a raíz de un sismo o que en caso de fallar causaría pérdidas directas o indirectas excepcionalmente altas en comparación con el costo necesario para aumentar su seguridad. Tal es el caso de subestaciones eléctricas, centrales telefónicas, estaciones de bomberos, archivos y registros públicos, hospitales, escuelas, estadios, templos, salas de espectáculos, estaciones

terminales de transporte, monumentos, museos y locales que alojen equipo especialmente costoso en relación con la estructura, así como instalaciones industriales cuya falla pueda ocasionar la difusión en la atmósfera de gases tóxicos o que puedan causar daños materiales importantes en bienes o servicios.

GRUPO B. Construcciones cuya falla ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia, tales como otras plantas industriales, bodegas ordinarias, gasolinerías, comercios, bancos, centros de reunión, edificios de habitación, hoteles, edificios de oficinas, bardas cuya altura exceda de 2.5 m y todas aquellas estructuras cuya falla por movimientos sísmicos pueda poner en peligro otras construcciones de este grupo o del A.

GRUPO C. Construcciones cuya falla por sismo implicaría un costo pequeño y no causaría normalmente daños a construcciones de los primeros grupos. Se incluyen en el presente grupo bardas con altura no mayor de 2.5 m y bodegas provisionales para la construcción de obras pequeñas. Estas construcciones no requieren diseño sísmico.

ARTICULO 233. CLASIFICACION DE LAS CONSTRUCCIONES SEGUN SU ESTRUCTURACION

Las construcciones a que se refiere este capítulo se clasificarán en los siguientes tipos de estructuración:

TIPO 1. Se incluyen dentro de este tipo los edificios y naves industriales, salas de

espectáculos y construcciones semejantes, en que las fuerzas laterales se resisten en cada nivel por marcos continuos contraventeados o no, por diafragmas o muros o por combinación de diversos sistemas como los mencionados. Se incluyen también las chimeneas, torres y bardas, así como los péndulos invertidos, o estructuras en que el 50 por ciento o más de su masa se halle en el extremo superior, y que tengan un solo elemento resistente en la dirección de análisis.

TIPO 2. Tanques.

TIPO 3. Muros de retención.

TIPO 4. Otras estructuras.

Los criterios de diseño para estructuras tipo 1 se especifican en los artículos 234 a 244 de este Reglamento. Los que se aplican a los tipos 2, 3 y 4 se especifican en los artículos 245 a 247 de este Ordenamiento.

ARTICULO 234. COEFICIENTE SISMICO

Se entiende por coeficiente sísmico c el cociente de la fuerza cortante horizontal en la base de la construcción, sin reducir por ductilidad, y el peso W de la misma sobre dicho nivel. Para el cálculo de W se tomarán las cargas muertas y vivas que especifican los Capítulos XXXV y XXXVI, respectivamente.

Para el análisis estático de las construcciones clasificadas en el grupo B, según su uso, se emplearán los valores de c que consigna la tabla siguiente:

COEFICIENTE SISMICO PARA ESTRUCTURAS DEL GRUPO B

ZONA	c
I (terreno firme)	0.16
II (terreno de transición)	0.20
III (terreno compresible)	0.24

Tratándose de las construcciones clasificadas en el grupo A, estos valores se multiplicarán por 1.3.

ARTICULO 235. REDUCCION POR DUCTILIDAD

Con fines de diseño, las fuerzas sísmicas para análisis estático y los espectros para análisis dinámico modal se obtendrán, según especifican los artículos 236 y 240 de este Reglamento, dividiendo respectivamente los coeficientes sísmicos del artículo 234 de este Ordenamiento o las ordenadas de los espectros de diseño sísmico del artículo 236 del presente cuerpo de normas reglamentarias entre el factor Q', obtenido como se define en los artículos 236 y 240 para los métodos dinámico y estático, respectivamente. Q' es función del factor de ductilidad Q que se especifica más adelante. Las deformaciones se calcularán multiplicando por Q las causadas por las fuerzas sísmicas reducidas.

El factor Q podrá diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sea la ductilidad de esta en dichas direcciones.

Para aplicar el factor de ductilidad, las estructuras deben satisfacer los requisitos señalados en la tabla siguiente:

VALORES DEL FACTOR Q DE DUCTILIDAD

Caso	Tipo de estructuración	Requisitos	Factor de ductilidad
I		La resistencia es suministrada en todos los niveles exclusivamente por marcos no contraventeados de concreto reforzado o de acero con zona de fluencia definida, y se cumplen las siguientes condiciones: a) Las vigas y columnas de acero satisfacen los requisitos correspondientes a secciones compactas, de acuerdo con los criterios que al respecto fija el Departamento en las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento, y sus juntas pueden admitir rotaciones importantes antes de fallar. b) Las columnas de concreto son zunchadas, o poseen estribos que proporcionan al núcleo un confinamiento equivalente al del zunchado, de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento. c) Para la revisión de los estados límite de falla por fuerza cortante, torsión, pandeo por compresión axial y otras formas de falla frágil, se usa un factor de carga de 1.4 en lugar de 1.1 especificado en el artículo 220 del presente cuerpo normativo para cuando obran cargas accidentales. d) Se satisfacen las limitaciones que se fijan para articulaciones plásticas en miembros de concreto en las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento. Dichas limitaciones deben satisfacerse en todos los extremos de trabes y columnas, o bien, en los lugares donde se formarían las articulaciones plásticas que se requerirían para que cada marco alcanzara un mecanismo de colapso en cada piso o entrepiso, si la fuerza lateral fuera suficientemente elevada.	3.0

Caso	Tipo de estructuración	Requisitos	Factor de ductilidad
		e) El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso (resistencia de diseño calculada, tomando en cuenta todos los elementos que pueden contribuir a la resistencia) entre la acción de diseño, no diferirá en más de 20 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos.	
2	1	La resistencia en todos los niveles es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de concreto, madera o acero con o sin zona de fluencia definida; así como por marcos contraventeados o con muros de concreto, en los que la capacidad de los marcos sin contar muros o contravientos sea cuando menos el 25 por ciento del total. El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso (resistencia de diseño calculada tomando en cuenta todos los elementos que pueden contribuir a la resistencia) entre la acción de diseño, no diferirá en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos.	4.0
3	1	La resistencia a fuerzas laterales es suministrada por marcos o columnas de concreto reforzado, madera o acero contraventeados o no, o muros de concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por los casos 1 y 2 de esta tabla, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dalas, columnas o trabes de concreto reforzado o de acero, que satisfacen los requisitos de las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento.	2.0
4	1	La resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los niveles por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos 1 a 3.	1.5

Caso	Tipo de estructuración	Requisitos	Factor de ductilidad
5	1 a 4	Estructuras de cualquier tipo cuya resistencia a fuerzas laterales sea suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre, a satisfacción del Departamento, que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica.	1.0

ARTICULO 236. ESPECTRO PARA DISEÑO SISMICO

Cuando se aplique el análisis dinámico modal que especifica el artículo 241 de este Reglamento, dicho análisis se llevará a cabo de acuerdo con las siguientes hipótesis:

I. La estructura se comporta elásticamente.

II. La ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, está dada por las siguientes expresiones, donde c es el coeficiente sísmico obtenido en la tabla del artículo 234 del presente cuerpo normativo.

$a = a_0 + (c - a_0)\, T/T_1$, si T es menor que T_1

$a = c$, si T está entre T_1 y T_2

$a = c\,(T_2/T)^r$, si T excede de T_2

Aquí, T es el periodo natural de interés y T, T_1 y T_2 están expresados en segundos.

VALORES DE a_0, T_1, T_2 y r

ZONA	a_0	T_1	T_2	r
I	0.03	0.3	0.8	1/2
II	0.045	0.5	2.0	2/3
III	0.06	0.8	3.3	1
IV	Los sitios incluidos en esta zona se reclasificarán en alguna de las tres anteriores de acuerdo con lo estipulado en el artículo 262 de este Ordenamiento, salvo que para sitios que al reclasificarse resulten en la zona III, el valor de T_2 no se tomará menor que 5 seg, a menos que se compruebe que es aplicable un valor menor, ya sea con base en estudios que tomen en cuenta las relaciones esfuerzo deformación de los suelos que se encuentren en el sitio o en el análisis de las características de temblores intensos ahí registrados. En ningún caso se tomará T_2 menor que el especificado en esta tabla para la zona correspondiente.			

Para evaluar las fuerzas sísmicas, estas ordenadas se dividirán entre el factor Q', el cual se tomará igual a Q si T es mayor que T_1, e igual a $1 + (Q-1)\, T/T_1$ en caso contrario.

III. Las ordenadas espectrales especificadas tienen en cuenta los efectos de amortiguamiento, por lo que, excepto la reducción por ductilidad, no deben sufrir reducciones adicionales a menos que estas se apoyen de estudios específicos

aprobados por el Departamento.

ARTICULO 237. CRITERIO DE ANALISIS

Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno. Los efectos correspondientes (desplazamientos y fuerzas internas) se combinarán con los de las fuerzas gravitacionales. En edificios la combinación en cada sección crítica se efectuará sumando vectorialmente los efectos gravitacionales, los de un componente del movimiento del terreno y, cuando sea significativo, 0.3 de los efectos del otro; en péndulos invertidos, tanques elevados, torres, chimeneas y estructuras semejantes, la combinación en cada sección crítica se efectuará sumando vectorialmente los efectos gravitacionales, los de un componente del movimiento del terreno y 0.5 de los efectos del otro. En todos los casos se supondrá la más desfavorable de dichas combinaciones, asignando a los efectos sísmicos el signo más desfavorable.

El análisis de los efectos debidos a cada componente del movimiento del terreno deberá satisfacer los siguientes requisitos, con las salvedades que corresponden al método simplificado de análisis:

I. La influencia de fuerzas laterales se analizará tomando en cuenta los desplazamientos horizontales, los verticales que sean significativos, los giros de todos los elementos integrantes de la estructura, así como la continuidad y rigidez de los mismos. En particular se considerarán los efectos de la inercia rotacional en los péndulos invertidos.

II. Deberán tomarse en cuenta efectos de segundo orden cuando la deformación

total de un entrepiso dividida entre su altura, medida de piso a piso, sea mayor que 0.08 veces la relación entre la fuerza cortante del entrepiso y las fuerzas verticales debidas a acciones permanentes y variables que obren encima de este. Se entenderá por análisis de segundo orden aquel que suministra las fuerzas internas y deformaciones, teniendo en cuenta la contribución de la acción de las fuerzas actuantes sobre la estructura deformada. Para valuar los efectos de segundo orden, se aplicarán los procedimientos prescritos en las Normas Técnicas Complementarias.

III. En las estructuras metálicas revestidas de concreto reforzado se podrá considerar la acción combinada de estos materiales en el cálculo de resistencias y rigideces cuando se asegure el trabajo combinado de las secciones compuestas.

V. Se revisará la seguridad contra los estados límite de la cimentación. Se supondrá que no obran tensiones entre las subestructuras y el terreno, debiéndose satisfacer el equilibrio de las fuerzas y momentos totales calculados. Se podrán admitir tensiones entre la subestructura y elementos tales como pilotes o pilas siempre que estos elementos estén específicamente diseñados para resistir dichas tensiones.

V. Se verificará que las deformaciones de los sistemas estructurales, incluyendo las de las losas de piso, sean compatibles entre sí. Se revisará que todos los elementos estructurales, incluso las losas, sean capaces de resistir los esfuerzos inducidos.

VI. En el diseño de marcos que contengan tableros de mampostería que formen parte integrante de la estructura, se supondrá que las fuerzas cortantes que obren en ellos son equilibradas por fuerzas axiales y cortantes en los miembros que constituyen el marco. Se revisará que las esquinas del marco sean capaces de resistir los esfuerzos causados por los empujes que sobre ellas ejercen los tableros.

VII. Cuando los muros divisorios no se consideren como parte integrante de la estructura deberán sujetarse a esta de manera que no restrinjan su deformación en el plano del muro. Deberán especificarse los detalles de sujeción en los planos constructivos.

VIII. Para el diseño de todo elemento que contribuya en más de 20% a la capacidad total en fuerza cortante, momento torsionante o momento de volteo de un entrepiso dado, se adoptará un factor de carga 20% superior al que le correspondería de acuerdo con el artículo 220.

IX. En las estructuras cuyas capacidades o relaciones fuerza deformación sean diferentes para cada sentido de aplicación de las cargas laterales, se aplicará algún procedimiento que tome en cuenta la forma en que tal diferencia afecte a los requisitos de ductilidad.

ARTICULO 238. ELECCION DEL TIPO DE ANALISIS

Las estructuras con altura menor de 60 m podrán analizarse de acuerdo con el método estático al que se refiere el artículo 240 de este Reglamento o con los dinámicos a los

que hace mención el artículo 241 de este ordenamiento. En las estructuras con altura superior a 60 m deberá emplearse el análisis dinámico descrito en el artículo 241 del presente cuerpo de normas reglamentarias.

El método simplificado a que se refiere el artículo 239 del presente cuerpo normativo será aplicable al análisis de estructuras del tipo 1 cuando se cumplan simultáneamente los siguientes requisitos:

I. En cada planta, al menos el 75 por ciento de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas corridas. Dichos muros deberán ser de concreto, de mampostería de piezas macizas o de mampostería de piezas huecas que satisfagan las condiciones que establezca el Departamento en las Normas Técnicas Complementarias.

II. En cada nivel existirán al menos dos muros perimetrales de carga paralelos o que formen entre sí un ángulo no mayor de 20 grados, estando cada muro ligado por las losas antes citadas en una longitud de por lo menos 50 por ciento de la dimensión del edificio, medida en las direcciones de dichos muros.

III. La relación entre longitud y anchura de la planta del edificio no excederá de 2.0, a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación entre longitud y anchura satisfaga esta restricción y cada tramo resista según el criterio que marca el artículo 239 de este Reglamento.

IV. La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excederá de 1.5, y la altura del edificio no será mayor de 13 m.

ARTICULO 239. METODO SIMPLIFICADO DE ANALISIS

Para aplicar este método se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo y se verificará únicamente que en cada piso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectadas en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que obre en dicho piso, calculada según se especifica en el inciso I del artículo 240 de este Reglamento, pero empleando los coeficientes sísmicos reducidos que se indican en la tabla siguiente, debiéndose verificar por lo menos en dos direcciones ortogonales.

COEFICIENTES SISMICOS REDUCIDOS POR DUCTILIDAD PARA EL METODO SIMPLIFICADO

Zona	MUROS DE PIEZAS MACIZAS ALTURA DE LA CONSTRUCCION			MUROS DE PIEZAS HUECAS ALTURA DE LA CONSTRUCCION		
	Menor de 4 m	Entre 4 y 7 m	Entre 7 y 13 m	Menor de 4 m	Entre 4 y 7 m	Entre 7 y 13 m
I	0.06	0.08	0.08	0.07	0.11	0.11
II	0.07	0.08	0.10	0.08	0.11	0.13
III	0.07	0.09	0.10	0.08	0.10	0.12

En este cálculo, tratándose de muros cuya relación entre la altura de pisos consecutivos, h, y la longitud, L, exceda de 1.33, la resistencia se reducirá afectándola del coeficiente $(1.33\ L/h)^2$.

ARTICULO 240. ANALISIS ESTATICO

Para efectuar el análisis estático de una estructura, se procederá en la forma siguiente:

I. Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se suponga concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde por un coeficiente proporcional a h, siendo h la altura de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables), sin incluir tanques, apéndices u otros elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto de la misma. El factor de proporcionalidad se tomará de tal manera que la relación V/W en la base sea igual a c/Q pero no menor que a_0, siendo Q el factor de ductilidad que se define en el artículo 235 de este Reglamento y c el valor dado por la tabla del artículo 234 de este mismo ordenamiento. Al calcular V/W se tendrán en cuenta los pesos de tanques, apéndices y otros elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto de la estructura y las fuerzas laterales asociadas a ellos, calculadas según se especifica en el inciso V de este artículo.

II. Podrán adoptarse fuerzas cortantes menores que las calculadas según el inciso anterior, siempre y cuando se tome en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de vibración de la estructura, de acuerdo con lo siguiente:

a) El periodo fundamental de vibración T, se tomará igual a $6.3\left(\frac{1}{g}\sum W_i x_i^2 / \sum P_i x_i\right)^{\frac{1}{2}}$ en donde W_i es el peso de la masa i, P_i la fuerza horizontal que

actúa sobre ella de acuerdo con el inciso I, x_i el correspondiente desplazamiento en la dirección de la fuerza, y g la aceleración de la gravedad.

b) Si T está comprendido entre T_1 y T_2 no se permitirá reducción por concepto de la influencia del periodo fundamental de vibración.

c) Si T es mayor que T_2 se procederá como en el inciso I, pero de tal manera que cada una de las fuerzas laterales se tome igual al peso de la masa que corresponde por un coeficiente igual a

$$(k_1 h + k_2 h^2)\, c/Q$$

siendo

$$k_1 = q\left[1 - r(1-q)\right] \Sigma W_i/(\Sigma W_i h_i)$$

$$k_2 = 1.5\, rq(1-q)\, \Sigma W_i/(\Sigma W_i h_i^2)$$

$$q = (T_2/T)^r$$

y h_i la altura de la i-ésima masa sobre el desplante.

d) Si T es menor que T_1, se procederá como en el inciso I pero de tal manera que la relación V/W en la base sea igual a

$$\left[a_0 + (c - a_0)\quad T/T_1\right]/Q'$$

III. En el análisis de péndulos invertidos (estructuras en que 50 por ciento o más de su masa se halle en el extremo superior y tengan un solo elemento resistente en la dirección de análisis), además de la fuerza lateral estipulada se tendrán en cuenta las aceleraciones verticales de la masa superior asociadas al giro de dicha masa con respecto a un eje horizontal normal a la dirección de análisis y que pase por el punto de unión entre la masa y el elemento resistente. El efecto de dichas aceleraciones se

tomará equivalente a un par aplicado en el extremo superior del elemento resistente, cuyo valor es $1.5\ V\ r_o^2 A/x$ siendo V la fuerza lateral actuante sobre la masa, r_o el radio de giro de dicha masa con respecto al eje horizontal en cuestión, A el giro del extremo superior del elemento resistente bajo la acción de la fuerza lateral V y x el desplazamiento lateral de dicho extremo.

IV. Cuando el análisis estático se lleve a cabo de acuerdo con el inciso II, el factor Q' definido en el artículo 235 del presente cuerpo de normas reglamentarias se calculará de acuerdo con lo especificado en el artículo 236 del presente cuerpo de normas reglamentarias.

V. Para valuar las fuerzas sísmicas que obran en tanques, apéndices y demás elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto de la construcción, se supondrá actuando sobre el elemento en cuestión la misma distribución de aceleraciones que le correspondería si se apoya directamente sobre el terreno, multiplicada por $(c' + a_0)/a_0$, donde c' es el factor por el que se multiplican los pesos a la altura de desplante del elemento cuando se valúan las fuerzas laterales sobre la construcción. Se incluyen en este requisito los parapetos, pretiles, anuncios, ornamentos, ventanales, muros, revestimientos, y otros apéndices con que cuenten. Se incluyen, asimismo, los elementos sujetos a esfuerzos que dependen principalmente de su propia aceleración (no de la fuerza cortante ni del momento de volteo), como las losas que trasmiten fuerzas de inercia de las masas que soportan.

VI. El momento de volteo para cada marco o grupo de elementos resistentes en un nivel dado podrá reducirse, tomándolo igual al calculado multiplicado por $0.8 + 0.2\,z$ (siendo z la relación entre la altura a la que se calcula el factor reductivo por momento de volteo y la altura total de la construcción), pero no menor que el producto de la fuerza cortante en el nivel en cuestión multiplicada por su distancia al centro de gravedad de la parte de la estructura que se encuentre por encima de dicho nivel. En péndulos invertidos no se permite reducción de momento de volteo.

VII. La excentricidad torsional calculada en cada nivel se tomará como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y la fuerza cortante en dicho nivel. Para fines de diseño, el momento torsionante se tomará igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco resulte más desfavorable de las siguientes: $1.5\,e_s + 0.1\,b$ o $e_s - 0.1\,b$, donde e_s es la excentricidad torsional calculada en el entrepiso considerado y b es la máxima dimensión en planta de dicho entrepiso medida perpendicularmente a la dirección del movimiento del terreno.

ARTICULO 241. ANALISIS DINAMICO

Se aceptarán como métodos de análisis dinámico el análisis modal y el cálculo paso a paso de respuestas a temblores específicos.

Si se usa el análisis modal, deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual que 0.4 seg, pero en ningún caso podrán

considerarse menos de 3 modos. Puede despreciarse el efecto dinámico torsional de excentricidades estáticas. En tal caso, el efecto de dichas excentricidades y de la excentricidad accidental se calculará como lo especifica el artículo correspondiente al análisis estático.

Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales actuando sobre la estructura, se supondrán las aceleraciones espectrales de diseño especificadas en el artículo 236 de este Reglamento, incluyendo la reducción que ahí mismo se fija. Esta reducción no será aplicable a las deformaciones calculadas.

Las respuestas modales R_i (donde R_i puede ser fuerza cortante, deformación, momento de volteo, etc), se combinarán de acuerdo con la expresión

$$R = (\sum R_i^2)^{\frac{1}{2}}$$

salvo en los casos en que en el cálculo de los modos de vibración se hayan tomado en cuenta los grados de libertad correspondientes a torsión o a deformaciones de apéndices. En estos casos, los efectos de los modos naturales se combinarán de acuerdo con el criterio que apruebe el Departamento.

Si se emplea el método de cálculo paso a paso de respuestas a temblores específicos, podrá acudirse a acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados, o a combinaciones de estos siempre que se usen no menos de cuatro movimientos representativos, independientes entre sí, cuyas intensidades sean compatibles con los demás criterios que consigna el presente Reglamento, y que se tengan en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura y las incertidumbres que haya en cuanto a sus parámetros.

ARTICULO 242. ESTADO LIMITE POR DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES

Las deformaciones laterales de cada entrepiso debidas a fuerza cortante no excederán de 0.008 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo donde los elementos que no forman parte integrante de la estructura estén ligados a ella en tal forma que no sufran daños por las deformaciones de esta. En este caso, el límite en cuestión deberá tomarse igual a 0.016. En el cálculo de los desplazamientos se tomará en cuenta la rigidez de todo elemento que forme parte integrante de la estructura.

ARTICULO 243. ESTADO LIMITE POR ROTURA DE VIDRIOS

En las fachadas, tanto interiores como exteriores, los vidrios de las ventanas se colocarán en los marcos de estas dejando en todo el derredor de cada panel una holgura por lo menos igual a la mitad del desplazamiento horizontal relativo entre sus extremos, calculado a partir de la deformación por cortante de entrepiso y dividido entre $1 + H/B$, donde B es la base y H la altura del tablero de vidrio de que se trate. Podrá omitirse esta precaución cuando los marcos de las ventanas estén ligados a la estructura de tal manera que las deformaciones de esta no les afecten.

ARTICULO 244. ESTADOS LIMITE POR CHOQUES CONTRA ESTRUCTURAS ADYACENTES

Toda construcción deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos, una distancia igual al desplazamiento horizontal acumulado, calculado en cada nivel, aumentando en 0.001, 0.0015 y 0.002 de su altura, en las zonas I, II y III respectivamente.

En caso de omitirse este cálculo, esta separación deberá ser cuando menos de 0.006, 0.007 y 0.008 de su altura en las zonas I, II y III respectivamente. Esta separación en ningún caso será inferior a 5 cm.

Para las juntas de dilatación regirá el mismo criterio que para los linderos de colindancia, a menos que se tomen precauciones especiales para evitar daños por choques.

ARTICULO 245. TANQUES

En el diseño de tanques deberán tomarse en cuenta las presiones hidrodinámicas y las oscilaciones del líquido almacenado, así como los momentos que obren en el fondo del recipiente. De acuerdo con el tipo de la estructura que los soporte, se adoptarán los valores de Q que se fijan en el artículo 235 de este ordenamiento correspondientes a la estructuración 1 y los criterios de análisis estático especificados en el artículo 240 de este Reglamento.

ARTICULO 246. MUROS DE RETENCION

Los empujes que ejercen los rellenos sobre los muros de retención, debidos a la acción de los sismos, se valuarán suponiendo que el muro y la zona de relleno por encima de la superficie crítica de deslizamiento se encuentran en equilibrio límite bajo la acción de las fuerzas debidas a carga vertical, y a una aceleración horizontal igual a c/3 veces la gravedad. Podrán asimismo emplearse procedimientos diferentes siempre y cuando sean previamente aprobados por el Departamento.

ARTICULO 247. OTRAS ESTRUCTURAS

El análisis y diseño de las estructuras que no puedan clasificarse en alguno de los tipos descritos, se hará de manera congruente con lo que marca el presente Reglamento para los tipos aquí tratados, previa aprobación del Departamento.

ARTICULO 248. ESTRUCTURAS DAÑADAS

Cuando a raíz de un sismo una construcción sufra daños en sus elementos, sean o no estructurales, deberá presentarse un proyecto de reparación o de refuerzo al Departamento, el que podrá dictaminar sobre las disposiciones y criterios que deban aplicarse.

COMENTARIOS AL CAPITULO DE DISEÑO SISMICO

DEL

REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL

CAPITULO XXXVII. DISEÑO POR SISMO

Artículo 231 Zonas

A diferencia de la versión anterior, se separa aquí la zona de transición (II) de la de terreno compresible (III), en vista de las ventajas económicas que tal separación implica, de que las tendencias presentes a erigir gran número de construcciones en la primera zona citada haga más deseable aprovechar dichas ventajas. Además, los límites entre la Zona II y la I actuales difieren de los anteriores en virtud de la información sobre características del suelo en diversos sitios incorporada en los últimos años. Por otra parte, se toma en cuenta que existen amplias zonas del Distrito Federal donde se desconocen las propiedades del suelo, y para las que la clasificación en alguna de las zonas debe basarse en estudios específicos de mecánica de suelos.

Artículo 232 Clasificación de las construcciones según su destino

La actual clasificación difiere de la anterior solo porque se han incluido

dentro del grupo A las construcciones cuya falla pueda ocasionar daños materiales importantes en bienes o servicios o que pueda ocasionar el escape de gases tóxicos.

Artículo 233 Clasificación de las construcciones según su estructuración

En la presente versión se han separado dos conceptos que se encontraban mezclados en la anterior: las características que influyen en la respuesta dinámica y la capacidad para disipar energía mediante el desarrollo de deformaciones en los intervalos no lineales de las curvas carga-deformación. La clasificación adoptada en este artículo se refiere a las características que influyen en la respuesta dinámica. Los péndulos invertidos, que en la versión anterior correspondían a un tipo aparte, ahora se incluyen dentro del tipo 1. Esto se debe a que dichas estructuras responden prácticamente en su modo fundamental de vibración y a que los problemas especiales que ofrecen, como la influencia de las fuerzas de inercia debidas a la rotación de la masa en su punta y su relativamente baja confiabilidad debida a la imposibilidad de redistribuir esfuerzos entre diversas secciones críticas, se toman en cuenta mediante recomendaciones específicas en los artículos 235, 237 y 240.

Para fines de diseño estático modificado, es decir, aplicando las reducciones que permite la fracción II del artículo 240 en términos de un valor aproximado del periodo fundamental de vibración, parecía conveniente clasificar las construcciones incluidas en el tipo 1 en dos subtipos, atendiendo a la proporción en que contribuyen a la respuesta las deformaciones por flexión y por cortante del conjunto. Esto obedece a que en espectros en los que los periodos de modos superiores de vibración corresponden ordenadas mayores que al fundamental, la influencia de dichos modos conduce a valores de las fuerzas cortantes que en diversas alturas de

la construcción son significativamente mayores para estructuras tales como chimeneas, en que dominan las deformaciones por flexión general, que para sistemas que se deforman esencialmente como vigas de cortante (2). Tales diferencias no son apreciables para los casos en que los periodos naturales se encuentran en intervalos en donde los espectros de diseño son constantes o crecen con dichos periodos. Por ello, la diferenciación entre sistemas de flexión y de cortante solo se manifestaría en el análisis estático de estructuras con periodo fundamental (estimado según la mencionada fracción II del artículo 240) mayor que T_2, definido en el artículo 236. En vista de que en la mayor parte de las construcciones a las que se aplicará el Reglamento las deformaciones de flexión y de cortante contribuyen en distintas proporciones a la respuesta total, y atendiendo a las dificultades prácticas para establecer criterios sencillos de clasificación que reflejen dichas proporciones, se optó por omitir dicha clasificación y adoptar los criterios conservadores del artículo 240, que de cualquier manera permiten reducciones no contempladas en el Reglamento anterior.

Se juzgó conveniente considerar un tipo aparte para los tanques, a fin de especificar la forma de tomar en cuenta los efectos dinámicos de fluido.

Los muros de retención ameritan criterios de análisis sísmico que difieren del resto de las construcciones cubiertas por el reglamento.

Artículo 234 <u>Coeficiente sísmico</u>

Los coeficientes sísmicos que se presentan en este artículo corresponden a las ordenadas máximas del espectro medio de aceleraciones del temblor de diseño para estructuras del Grupo B y con amortiguamientos de aproximadamente 5 por ciento

del crítico. A diferencia de reglamentos anteriores, estos coeficientes no están reducidos de acuerdo con el efecto favorable de la ductilidad que cada estructura pueda desarrollar. A fin de llamar la atención a los diseñadores sobre este concepto tan significativo en el comportamiento sísmico y tan frecuentemente descuidado, se deja la reducción por ductilidad como un paso en el proceso de diseño, especificado en el artículo 235.

Artículo 235 Reducción por ductilidad

En este artículo se clasifica a las estructuras según el grado de ductilidad Q (en estructuras elastoplásticas definida como la deformación máxima entre la deformación de fluencia) que pueden desarrollar y se introduce un factor Q', función de Q, por el cual pueden dividirse las fuerzas internas debidas a sismos para fines de diseño. Además se establece que las deformaciones no deben dividirse entre dicho factor y en consecuencia tampoco los efectos de segundo orden, es decir, las fuerzas internas que se generan por la acción de las fuerzas gravitacionales sobre la configuración deformada de la estructura.

Estas recomendaciones se basan en los resultados de algunos estudios analíticos para valuar la respuesta sísmica dinámica de sistemas de un piso con relación carga-deformación de tipo elastoplástico y de algunos sistemas de cortante de varios pisos con relación carga-deformación del mismo tipo. Dichos estudios muestran que, para estructuras de un piso cuyos periodos naturales no sean demasiado cortos, el máximo desplazamiento relativo de un sistema elastoplástico es aproximadamente igual al que tendría una estructura de comportamiento lineal con igual masa y rigidez inicial que la elastoplástica correspondiente (3). En términos prácticos esto significa

que, en el rango de periodos naturales citados(mayores que T_1, especificado en el artículo 236), las fuerzas sísmicas de diseño para una estructura capaz de desarrollar un factor de ductilidad Q pueden tomarse igual a las que corresponden a la respuesta de la estructura elástica divididas entre Q. Por lo asentado en este párrafo, tal reducción no se aplica a los desplazamientos. Para periodos menores que T_1, el factor Q' reductivo de fuerzas internas varía entre Q para $T = T_1$ y 1 para $T = 0$, pues para este valor, que implica un sistema infinitamente rígido, la máxima aceleración del sistema es igual a la del terreno, para cualquier Q finito.

Las conclusiones descritas para sistemas de un grado de libertad pueden extenderse a sistemas de varios grados de libertad, siempre que la relación de la capacidad lateral de cada entrepiso a la correspondiente respuesta dinámica de la estructura elástica de iguales masas y rigideces iniciales sea aproximadamente igual en los diversos entrepisos.

Puesto que las deformaciones de la estructura real son aproximadamente iguales a las del sistema elástico de referencia, y las cargas gravitacionales continuan actuando durante los temblores, los efectos de segundo orden no deben reducirse.

Los valores de Q aceptables se hacen depender del tipo de estructura, de los materiales que la constituyen y de algunos detalles de diseño y construcción, tales como las proporciones de las secciones transversales de vigas y columnas de acero, los porcentajes de acero longitudinal y transversal y las longitudes de anclaje en miembros de concreto reforzado, las conexiones en cualquier tipo de estructura, etc. Todos estos conceptos influyen significativamente en la ductilidad local y en la global de un sistema dado, pues determinan el mecanismo de falla

dominante en diversas secciones o zonas de la estructura. La idea de forzar la ocurrencia de modos de falla dúctiles antes de que se alcance la intensidad de una acción que ocasionaría algún modo de falla frágil condujo a la especificación del inciso c), Caso 1, relativa a la adopción de factores de carga de 1.4 para ciertas fuerzas internas, en vez de 1.1, especificado en general para cargas accidentales.

Entre los requisitos para tomar Q = 6 se estipula en el inciso e) del Caso 1 que el mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso, calculada tomando en cuenta todos los elementos que pueden contribuir a la resistencia, entre la acción de diseño, no difiera en más de 20 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Esto significa que no basta con que en el entrepiso donde el cociente en cuestión es mínimo la capacidad correspondiente sea cuando menos igual a la especificada; es necesario también que la mayor parte de la estructura participe de manera uniforme en la disipación de energía mediante comportamiento inelástico. Si la mayor parte de la estructura está sobrediseñada, la disipación de energía se concentrará en las zonas proporcionalmente más débiles, y esto ocasionará en ellas demandas mayores de ductilidad que las que se requerirían de contarse con factores de seguridad aproximadamente iguales(4). De ahí que la resistencia excesiva de ciertas zonas de una construcción pueda resultar desfavorable para fines de la respuesta sísmica de las zonas que solo cumplan con la resistencia especificada.

Una limitación semejante a la del párrafo anterior, pero menos estricta, se impone al Caso 2 para poder considerar Q igual a 4, cuando se pide que el mínimo cociente de capacidad resistente entre acción de diseño en cualquier entrepiso no difiera del promedio en más de 35 por ciento.

La distinción entre los factores de ductilidad aceptables para muros de mampostería de bloques macizos y los de piezas huecas obedece a la diferencia de comportamiento entre ambos tipos de sistemas, observado en pruebas de laboratorio y en la respuesta de estructuras ante sismos. Con las mismas bases se establecen los requisitos de armado y confinamiento que deben satisfacer los distintos tipos de mampostería, así como las características que deben poseer los bloques huecos para aceptar un factor de ductilidad de 1.5. Estas características, fijadas en el capítulo de mampostería de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento, se refieren al porcentaje de huecos y al espesor mínimo de las paredes de los bloques, pues estas variables determinan el grado de ductilidad que pueden desarrollar los muros construidos con dichos bloques.

Se consideran en el Caso 2, y por tanto se aceptan para ellas factores de ductilidad de 4, las construcciones que resisten las fuerzas laterales esencialmente mediante muros de cortante de concreto reforzado. Es decir, no se distinguen entre las construcciones a base de muros de concreto reforzado y las de marcos del mismo material, a excepción de aquellas de la última clase para las que, de acuerdo con los estrictos requisitos impuestos, pueda tomarse Q igual a 6. El criterio propuesto difiere del reglamento anterior, que clasificaba las estructuras a base de muros de concreto en el mismo tipo que las de muros de mampostería. Aun reconociendo que los muros de concreto de proporciones ordinarias pueden desarrollar ductilidades semejantes a las de marcos del mismo material, el factor adicional de seguridad implícito en el criterio del reglamento anterior tenía por objeto compensar por la menor confiabilidad relativa de un sistema cuya resistencia depende de una sola sección crítica, con respecto a la de otro sistema de igual capacidad nominal,

pero proporcionada por varias secciones críticas. Esta última influencia se toma en cuenta mediante el requisito de revisar las capacidades ante fuerza cortante, momento torsionante o de volteo de todo entrepiso, bajo la condición más desfavorable que resulte de considerar que la capacidad de una sección crítica de cualquiera de los miembros de dicho entrepiso se reduce a 0.8 de su resistencia de diseño. Este requisito se tomó en cuenta también para clasificar a los péndulos invertidos como estructuras Tipo 1.

Artículo 236 Espectro para diseño sísmico

Los espectros de aceleraciones que se proponen constan de tres ramas: una ascedente, hasta un periodo T_1, otra de ordenadas constantes, de T_1 a T_2, y otra que desciende hiperbólicamente al crecer el periodo. Tanto T_1 y T_2 como el grado de la hipérbola dependen del tipo de terreno.

Para periodos menores que T_1, se optó por especificar una rama ascendente en vez de adoptar ordenadas espectrales constantes desde valores nulos de T hasta T_2, como se hacía para terreno firme en la versión anterior. El criterio actual cubre la incertidumbre en los periodos naturales, especificando T_1 y T_2 iguales respectivamente a 0.75 y 1.33 veces los valores que se adoptarían si los periodos naturales pudieran conocerse en forma determinística. Esto equivale a adoptar los espectros sin alterar por influencia de la incertidumbre mencionada y a pedir que se diseñe para las condiciones más desfavorables que resulten de considerar los periodos naturales dentro de ciertos rangos hacia ambos lados de los valores calculados. De esta manera se cubren las incertidumbres que provienen de la estimación de rigideces

tangentes iniciales, así como de la influencia del comportamiento no lineal y de la interacción suelo-estructura.

La adopción de una rama creciente para periodos menores que T_1 conduce a economías en el diseño de estructuras bajas y rígidas, cuyo monto, como porcentaje del volumen total de construcción en el Distrito Federal, es muy significativo.

El valor 3.3 seg que se propone para T_2 en la zona 3 corresponde a 2.5 seg antes de modificar por la incertidumbre en los periodos naturales y se basa en la misma información que se tenía cuando se elaboró el reglamento anterior, confirmada mediante los acelerogramas registrados durante los sismos ocurridos en los últimos años. Los espectros de respuesta calculados con dichos acelerogramas, así como los estudios analíticos sobre amplificación dinámica del movimiento del terreno debida a la presencia de mantos blandos señalan, por una parte, que las aceleraciones máximas del terreno guardan aproximadamente la relación que se muestra en la tabla de valores de a_o, T_1, T_2 y r, y que la variación de las ordenadas espectrales a partir de T_2 puede tomarse proporcional a T^{-2} en la zona III y a T^{-1} en la zona I. Las leyes de variación de las ordenadas espectrales a partir de T_2 se modificaron con objeto de proteger a las estructuras de periodo largo: se propone que la variación de las ordenadas espectrales se tome proporcional a T^{-1} en la zona III y a $T^{-1/2}$ en la zona I, en vez de aplicar los resultados, menos conservadores, deducidos de los espectros de temblores observados. Esto obedece a que las estructuras de periodos naturales largos tienen en general un número elevado de grados de libertad y por tanto de modos de falla, lo que implica una confiabilidad relativamente baja para un coeficiente de diseño dado, y con frecuencia son también espe

cialmente sensibles a los efectos de segundo orden, a pesar de que su consideración explícita en el análisis se especifica en el artículo 237.

La razón de tomar Q' menor que Q para T menor que T_1 se explicó en el comentario al artículo 235.

El requisito de tomar T_2 mayor o igual que 5 seg, a menos que se tenga evidencia de que es aplicable un valor menor, obedece a la existencia de formaciones arcillosas de mayor espesor o compresibilidad que las que más se han estudiado y a las que corresponden amplificaciones máximas de los espectros de respuesta para periodo iguales o menores que 2.5 seg. Estas formaciones se encuentran principalmente al oriente y al sur de la zona más poblada del Distrito Federal, y es de esperarse que en un futuro cercano se intensifique la construcción sobre ellas. El registro que se obtuvo del sismo del 28 de agosto de 1973 (temblor de Orizaba) en un acelerógrafo instalado en la vecindad del Palacio de los Deportes confirma la necesidad de verificar las características de amplificación dinámica y de periodos dominantes en zonas poco conocidas: el pico del espectro de dicho registro corresponde a un periodo natural de 5 seg (5).

Artículo 237 <u>Criterios de análisis</u>

Los criterios propuestos concuerdan esencialmente con los incluidos en la versión anterior del Reglamento. Merecen comentario especial los puntos que siguen.

Se señala la necesidad de combinar los efectos gravitacionales, los de un componente del movimiento del terreno y una fracción de los de un componente ortogonal a la anterior. El criterio de superposición propuesto constituye una

aproximación a lo que se obtendría de un análisis de confiabilidad estructural cuyo objetivo fuese lograr igual seguridad independientemente de las direcciones de los componentes supuestas en el análisis (6).

Se señala la necesidad de considerar los desplazamientos verticales que sean significativos en la respuesta de la estructura. Esto se refiere no solo a la consideración de los grados de libertad verticales al efectuar el análisis de la estructura sometida a un sistema de fuerzas dadas; implica también considerar las fuerzas de inercia debidas a las aceleraciones verticales que resulten en diversos puntos de la estructura como respuesta a las aceleraciones horizontales del terreno. Este efecto es particularmente importante un péndulos invertidos, chimeneas y trabes que forman parte de marcos de naves industriales o de otras estructuras de grandes claros en que las vigas son mucho más flexibles que las columnas.

El criterio de la fracción II para omitir el análisis que considere la influencia de las fuerzas internas y de las deformaciones causadas por las fuerzas gravitacionales que actúan sobre la estructura deformada equivale a efectuar tal tipo de estudios únicamente en los casos en que la amplificación de fuerzas internas o de deformaciones por efectos de esbeltez es superior a 10 por ciento de lo que se obtendría sin tener en cuenta tales efectos.

La sección IX de este artículo se refiere a estructuras cuyas relaciones carga-deformación ante un sistema de fuerzas laterales son diferentes para cada sentido de aplicación de dichas fuerzas. La situación se presenta, por ejemplo, en estructuras irregulares de concreto reforzado, en las cuales las relaciones carga-deformación son iguales en ambos sentidos dentro del intervalo de comportamiento lineal, pero difieren los correspondientes niveles de fluencia. Si uno de los niveles

de fluencia es superior a aproximadamente 1.5 veces el otro, las deformaciones inelásticas en el sentido de mayor capacidad serán relativamente pequeñas, a cambio de producirse deformaciones inelásticas que se acumulan en la dirección más débil, con la consiguiente demanda excesiva de ductilidad.

Artículo 238 Elección del tipo de análisis

Para estructuras con altura superior a 60 m se exige el análisis dinámico, en vista de que la importancia de tales estructuras justifica el desarrollo de estudios que puedan predecir fenómenos especiales, fuera del alcance de los métodos estáticos, y teniendo en cuenta las facilidades de computación de que se dispone en el medio.

Las condiciones para aceptar el método estático simplificado se han liberado hasta construcciones de 13 m, con lo cual se cubrirán muchos edificios de vivienda económica de hasta 3 o 4 niveles.

Artículo 239 Método simplificado de análisis

Los coeficientes sísmicos que se presentan se obtuvieron de acuerdo con los espectros del artículo 236, estimando conservadamente los periodos naturales en función de la altura, y reduciendo por ductilidad con Q igual a 2 y a 1.5 , respectivamente, para muros de tabique macizo y de bloque hueco.

Artículo 240 Análisis estático

Cuando una estructura se analiza por el método estático se permite reducir el coeficiente de cortante en la base de acuerdo con los espectros del artícu

lo 235, en función de un valor aproximado del periodo fundamental obtenido a partir del cociente de Schwartz, $2\pi\left[\frac{1}{g}\Sigma W_i x_i^2 / \Sigma P_i x_i\right]^{1/2}$. Este cociente sirve para calcular en forma rigurosa un periodo natural de vibración cuando las x_i son las amplitudes de las masas en el modo de interés, y varía muy poco en un intervalo vecino al conjunto de dichos valores.

Cuando el periodo que interesa es el fundamental, los valores de x_i que se obtienen con el sistema de fuerzas laterales especificado en el inciso I conducen a aproximaciones muy precisas de dicho periodo. Igual que para el análisis dinámico, la incertidumbre asociada a la estimación de los periodos naturales está cubierta por medio de los espectros propuestos para diseño.

La ley de variación del coeficiente de cortante en la base con T se supone lineal en las estructuras Tipo 1 siempre que no se aplique la reducción en términos del periodo natural prevista en la fracción II o que el periodo fundamental estimado sea menor o igual que T_2. Si se aplica dicha reducción y el periodo fundamental T es mayor que T_2, el coeficiente de cortante en la base se toma igual a la ordenada del espectro multiplicada por un factor igual a 1 para T igual a T_2 y que tiende a 1.5 cuando T tiende a infinito. Dicho factor se basa en el análisis dinámico modal de vigas de flexión ante espectros de aceleraciones idealizados como la combinación de un tramo de aceleración constante, para periodos menores que T_2, y uno inversamente proporcional a T, fuera de dicho intervalo. Se observó(2) que, a consecuencia de la contribución de los modos superiores de vibración, la relación del coeficiente de fuerza cortante en la base (donde la fuerza cortante se calculó como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las contribuciones de cada modo) a la aceleración espectral expresada como fracción de la gra

vedad, crecía con la relación T/T_2 en la forma representada aproximadamente por la expresión propuesta en el Reglamento. En los mismos estudios se basa la ley propuesta de distribución de coeficientes de carga lateral con respecto a la altura. Como se mencionó arriba el criterio propuesto es más conservador para vigas de cortante que para las de flexión.

En el inciso III se insiste en la necesidad de tomar en cuenta la influencia de las fuerzas de inercia debidas a las aceleraciones verticales que ocurren en algunos puntos de la estructura aun cuando el movimiento del terreno se supone horizontal. El método propuesto para considerar dichas fuerzas verticales sin necesidad de acudir a un análisis dinámico consiste en aplicar las fuerzas horizontales, valuar desplazamientos horizontales y verticales, y tomar la fuerza vertical aplicada a cada masa igual a la correspondiente horizontal multiplicada por la relación entre los desplazamientos verticales y horizontales correspondiente, y por un factor de 1.5 que cubre en general los efectos de amplificación dinámica. El análisis definitivo del sistema debe considerar la ocurrencia simultánea de las fuerzas horizontales y de las verticales calculadas como se describe en este párrafo.

El criterio de proporcionalidad supuesto entre las aceleraciones horizontales y verticales y los correspondientes desplazamientos es una aproximación que sería rigurosa si la respuesta dinámica se debiera a la participación de un solo modo de vibrar y si la configuración obtenida bajo el sistema de cargas laterales coincidiera con la forma de dicho modo.

El análisis de la respuesta de los apéndices es importante desde los puntos de vista de su propio diseño y de la influencia que puedan tener sobre la respuesta de la estructura en conjunto. El criterio propuesto introduce simplificacio-

nes importantes a fin de eliminar la necesidad de acudir a métodos itèrativos o a un doble análisis: la respuesta para diseño del apéndice se toma igual a la que se debe considerar para valuar su influencia sobre el conjunto. Tal respuesta incluye el factor de amplificación $(c' + a_o)/a_o$ que resulta igual a la unidad para elementos que se desplantan directamente sobre el terreno.

El criterio para reducción de momento de volteo obliga a considerar como cota inferior el producto de la fuerza cortante en el nivel en cuestión por su distancia al centro de gravedad de la parte de la estructura que se encuentra por encima de dicho nivel; tal requisito tiene por objeto evitar reducciones importantes en casos en que la mayor parte del momento de volteo provenga de masas que respondan prácticamente en fase.

Artículo 241 Análisis dinámico

El análisis de la respuesta sísmica de sistemas de un piso, asimétricos en planta, de comportamiento lineal, que posean los grados de libertad en traslación horizontal y en rotación con respecto a un eje vertical, muestra que la excentricidad dinámica calculada como la relación entre el momento máximo absoluto de la fuerza cortante sísmica con respecto al centro de torsión y el valor máximo absoluto de dicha fuerza cortante, puede exceder a la excentricidad estática, calculada como la distancia entre el centro de torsión y la línea de acción de la fuerza cortante de entrepiso. La amplificación dinámica máxima es función decreciente de $e_s^2 M/J$ y ocurre para MK/Jk cercano a 1 (7). No se cuenta con información sobre el comportamiento del factor de amplificación para sistemas de

varios grados de libertad, pero se tiene confianza en que los requisitos de la fracción VII cubran tales amplificaciones, así como las excentricidades accidentales y los efectos de rotaciones del terreno con respecto a un eje vertical.

En el análisis paso a paso de respuesta a temblores específicos se exige que se usen no menos de cuatro movimientos representativos. Ello pretende evitar que se adopten diseños inseguros que puedan resultar porque la estructura en cuestión sea poco sensible a las características detalladas de un temblor particular, pero responda en condiciones más desventajosas ante otro, que difiera en los detalles, pero que sea representativo de la misma intensidad, duración y contenidos de frecuencia que el primero.

La observación relativa a tener en cuenta la incertidumbre que se tenga en cuanto a los valores de los parámetros de las estructuras, se refiere tanto a las propiedades del sistema para pequeñas deformaciones (rigidez inicial, amortiguamiento viscoso) como a las propiedades más desfavorables de otros parámetros de las curvas carga-deformación, incluyendo su intervalo de comportamiento no lineal.

REFERENCIAS

1. Rosenblueth, E y Esteva L, "Diseño sísmico de edificios", Folleto complementario al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, México D. F. (1962)

2. Montes, R y Rosenblueth, "Cortantes y momentos sísmicos en chimeneas", Segundo Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz (1968)

3. Veletsos, A S y Newmark N M, "Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions", Segundo Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica, Tokio (1960)

4. Rosenblueth, E, "Tratamiento inelástico", Diseño sísmico de estructuras, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica (1964)

5. Prince, J y Alonso, L, "Espectros del sismo del 28 de agosto de 1973", Instituto de Ingeniería, UNAM (1975)

6. Rosenblueth, E, "Criterio aproximado de diseño ante sismos de varios componentes", 4º Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Oaxaca (1975

7. Elorduy, J y Rosenblueth, E, "Torsiones sísmicas en edificios de un piso", 2º Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz (1968)

8. Rosenblueth, E, "Efectos de esbeltez en edificios", Revista Ingeniería, Vol XXXV, No 1, Facultad de Ingeniería, UNAM, México D. F. (ene 1965)

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DEL D. F.

EJEMPLO DE ANALISIS SISMICO ESTATICO SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL

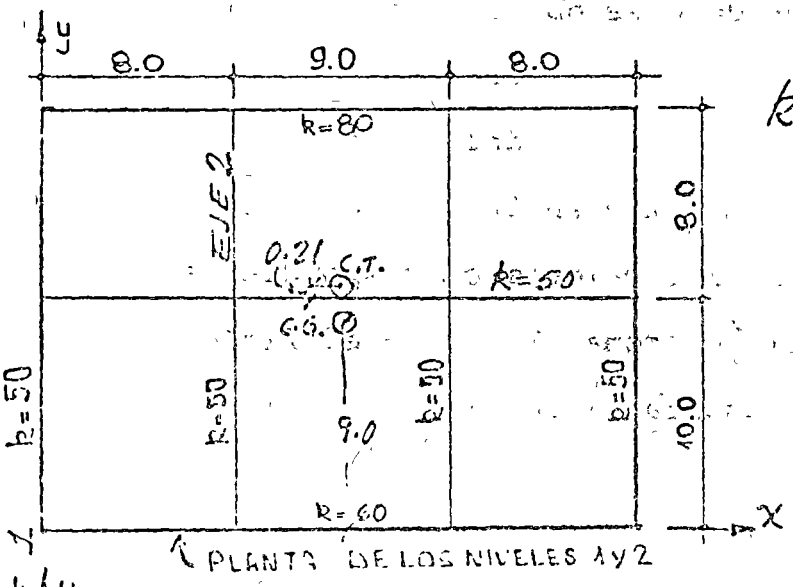
DR. ROBERTO MELI P.

SEPTIEMBRE 1977

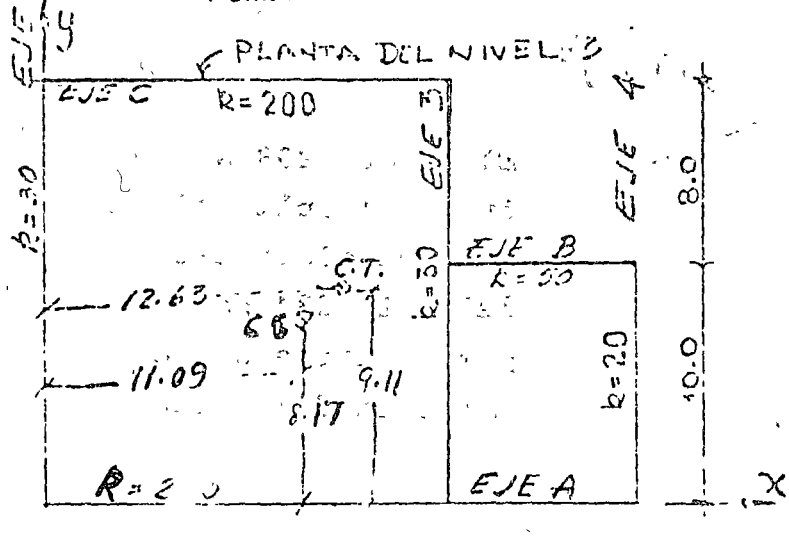
PALACIO DE MINERIA
Tacuba 5, primer piso. México 1, D F.

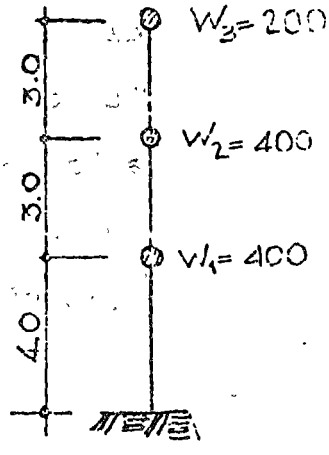
EJEMPLO DE ANALISIS SISMICO ESTATICO SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL

En las figuras siguientes se muestran la elevación y las plantas esquemáticas de un hospital de tres niveles que se construirá en la zona de terreno firme del Distrito Federal.



k=rigidez de entrepiso

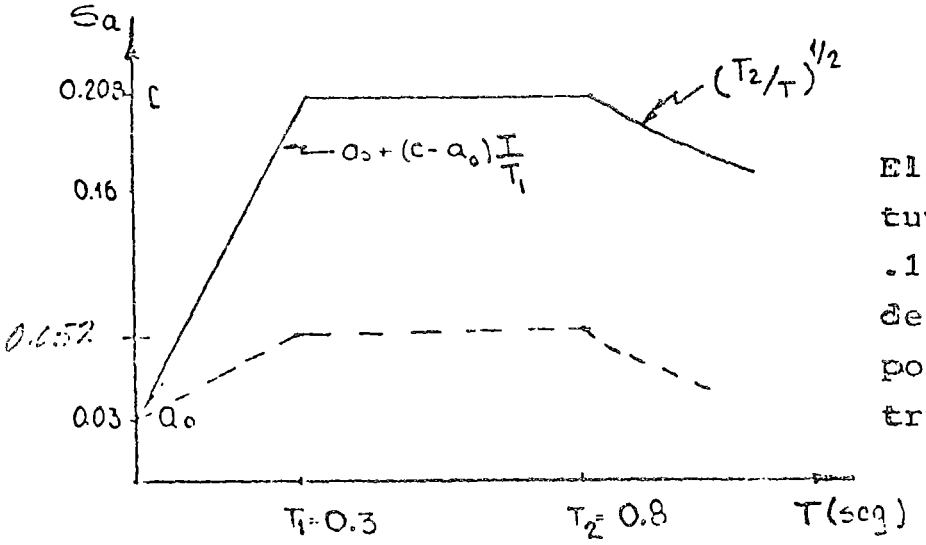




Nota: las distancias están en metros, los pesos en toneladas y las rigideces de entrepiso en toneladas sobre centímetro.

Los detalles constructivos y los materiales que se usarán permiten utilizar Q=4. Se dan los valores de las rigideces de entrepiso de los marcos, los pesos concentrados en los niveles y las dimensiones. Se determinarán las fuerzas cortantes que correspondan a cada marco utilizando el método estático propuesto en el artículo 240 del Reglamento.

Paso 1. Determinación del coeficiente sísmico: el artículo 240 especifica que la relación entre la fuerza cortante en la base V y el peso total W igual a $\frac{c}{Q}$ o a_o, el que sea mayor. El valor de C se obtiene de la tabla del artículo 234 y el de a_o, de la tabla del artículo 236, y son parte de la definición del espectro de diseño sísmico, como se muestra en la figura siguiente, en la que se indican los valores correspondientes a la zona de terreno firme (zona I) y a un edificio que se va a usar como hospital (construcción del grupo A, según el artículo 232).



El valor .208 se obtuvo multiplicando .16 que dá la tabla del art. 234 por 1.3, por tratarse de construcción del grupo A.

USAR $\frac{C}{Q} = \frac{0.208}{4} = 0.052 > 0.03 = a_o$

Paso 2. Cálculo de fuerzas sísmicas en los niveles: según el artículo 240 la fuerza sísmica P_i en el nivel i es igual a $C_i W_i$, donde W_i es el peso de tal nivel y C_i es una constante proporcional a h_i, que es la correspondiente altura con respecto a la base. Digamos:

$$P_i = C_i W_i = \alpha h_i W_i$$

Para determinar α se toma en cuenta que

$$\frac{V}{W} = \frac{\Sigma P_i}{\Sigma W_i} = \text{coeficiente sísmico} = S_a$$

$$\therefore S_a = \frac{\alpha \Sigma h_i W_i}{\Sigma W_i} \rightarrow \alpha = \frac{S_a \Sigma W_i}{\Sigma h_i W_i}$$

de donde:

$$\boxed{P_i = \frac{W_i h_i}{\Sigma W_i h_i} S_a \Sigma W_i}$$

El cálculo de las P_i para este ejemplo se presenta en la siguiente tabla

Nivel o entrepiso i	W_i (ton)	h_i (m)	$W_i h_i$	P_i (ton)	V_i (ton)
3	200	10	2000	16.25	16.25
2	400	7	2800	22.75	39.00
1	400	4	1600	13.00	52.00
sumas	1000		6400	52.00	

$S_a = 0.052$

$$P_i = \frac{0.052 \times 1000}{6400} W_i h_i$$

$$P_i = 0.008125\ W_i h_i$$

Paso 3. Determinación de la posición de las fuerzas cortantantes, los centros de rigidez de cada piso, y los momentos torsionantes:

Las fuerzas en los niveles P_i están ubicadas en los centros de gravedad de las cargas W_i de las fuerzas P_i; su ubicación estará dada por:

$$X_V = \frac{\Sigma P_j X_j}{V} \quad ; \quad Y_V = \frac{\Sigma P_j Y_j}{V}$$

donde $V = \Sigma P_j$ y las sumas son sólo hasta el nivel en que está aplicada la fuerza cortante V. Supondremos en este ejemplo que los centros de gravedad de las cargas coinciden con el centro de gravedad de las áreas de las plantas, es decir que, con referencia a los ejes indicados en las figuras donde se presentan las plantas, las cordenadas de los puntos de aplicación de las fuerzas sísmicas en los niveles son

Nivel j	X_j (m)	Y_j (m)
3	11.09	8.17
1,2	12.50	9.00

En la siguiente tabla se muestran los cálculos para determinar la posición de las fuerzas cortantes.

Nivel o entrepiso	FUERZAS EN DIRECCION X						FUERZAS EN DIRECCION Y					
	P_j	Y_j	$P_j Y_j$	$\Sigma P_j Y_j$	V	Y_V	P_j	X_j	$P_j X_j$	$\Sigma P_j X_j$	V	X_V
3	16.25	8.17	132.76	132.76	16.25	8.17	16.25	11.09	180.21	180.21	16.25	11.0
2	22.75	9.00	204.75	337.51	39.00	8.65	22.75	12.50	284.38	464.59	39.00	11.9
1	13.00	9.00	117.00	454.51	52.00	8.74	13.00	12.50	162.50	627.09	52.00	12.0

El centro de torsión es el punto por el que debe pasar la línea de acción de la fuerza cortante sísmica para que el movimiento relativo de los niveles que limitan el entrepiso sea exclusivamente de traslación. Si esto no ocurre existe torsión o rotación relativa entre tales niveles. Las expresiones para calcular el centro de torsión será, en cada entrepiso:

$$X_T = \frac{\Sigma K_y X}{\Sigma K_y} \quad ; \quad Y_T = \frac{\Sigma K_x Y}{\Sigma K_x}$$

donde K_y son las rigideces de entrepiso de los marcos orientados en la dirección Y, cuya posición está dada por X. K_x son las rigideces de entrepiso de los marcos orientados en la dirección x, cuya posición está dada por Y. Las sumas se refieren a todos los marcos que hay en el entrepiso en la correspondiente dirección

En la siguiente tabla se muestran los cálculos para el ejemplo que estamos tratando.

MARCOS EN LA DIRECCION Y											
ENTRE PISO	EJE 1		EJE 2		EJE 3		EJE 4		ΣK_y	$\Sigma K_y X$	X_T
	K_y	X	K_y	X	K_y	X	K_y	X			
3	30	0	—	—	30	17	20	25	80	1010	12.63
2	50	0	50	8	50	17	50	25	200	2500	12.50
1	50	0	50	8	50	17	50	25	200	2500	12.50

MARCOS EN LA DIRECCION X									
ENTRE-PISO	EJE A		EJE B		EJE C		ΣK_x	$\Sigma K_x Y$	Y_T
	K_x	Y	K_x	Y	K_x	Y			
3	200	0	50	10	200	18	450	4100	9.11
2	60	0	50	10	80	18	190	1940	10.21
1	60	0	50	10	80	18	190	1940	10.21

Para determinar los momentos torsionantes es necesario conocer las excentricidades calculadas de las fuerzas cortantes y añadir las amplificaciones prescritas en el punto VII del art 240. Esto se hace en las siguientes tablas, donde también se calculan los momentos torsionantes.

SISMO EN DIRECCION X

ENTRE-PISO	Y_V (m)	Y_T (m)	$e_s=Y_V-Y_T$ (m)	b (m)	e_1 (m)	e_2 (m)	V_x (m)	M_{1x} (ton-m)	M_{2x} (ton-m)
3	8.17	9.11	-0.94	18.0	-3.21	0.86	16.25	-52.16	13.98
2	8.65	10.21	-1.56	18.0	-4.14	0.24	39.00	-161.46	9.36
1	8.74	10.21	-1.47	18.0	-4.01	0.33	52.00	-208.52	17.16

SISMO EN DIRECCION Y

ENTRE-PISO	X_V (m)	X_T (m)	$e_s=X_V-X_T$ (m)	b (m)	e_1	e_2	V_Y	M_{1Y}	M_{2Y}
3	11.09	12.63	-1.54	25.0	-4.81	0.96	16.25	-78.16	15.6
2	11.91	12.50	-0.59	25.0	-3.39	1.91	39.00	-132.21	74.49
1	12.06	12.50	-0.44	25.0	-3.16	2.06	52.00	-164.32	107.12

PASO 4 Distribución de las fuerzas cortantes sísmicas en los marcos. La fuerza cortante que debe resistir un marco cualquiera debe ser la suma de dos efectos: el debido a la fuerza cortante del piso actuando en el centro de rigideces y el debido al momento torsionante del piso. Cuando todos los marcos son paralelos a uno de los ejes X o Y, son válidas las siguientes expresiones:

PARA LOS MARCOS PARALELOS A X		PARA MARCOS PARALELOS A Y	
1. $V_X \frac{K_X}{\Sigma K_X}$	(Sismo en X) Directo	$V_Y \frac{K_Y}{\Sigma K_Y}$	(Sismo en Y) Directo
2. $\frac{M_X K_X \bar{Y}}{R_o}$	(Sismo en X) torsión	$\frac{M_y K_y \bar{X}}{R_o}$	(Sismo en Y) torsión
3. $\frac{\lvert M_y K_x \bar{Y} \rvert}{R_e}$	(Sismo en Y) torsión	$\frac{\lvert M_x K_y \bar{X} \rvert}{R_e}$	(Sismo en X) torsión

donde $R_e = \Sigma K_x \bar{Y}^2 + \Sigma K_y \bar{X}^2$

$\bar{X}$, $\bar{Y}$ son las coordenadas de los marcos con respecto al centro de torsión: $\bar{X} = X - X_T$

$\bar{Y} = Y - Y_T$

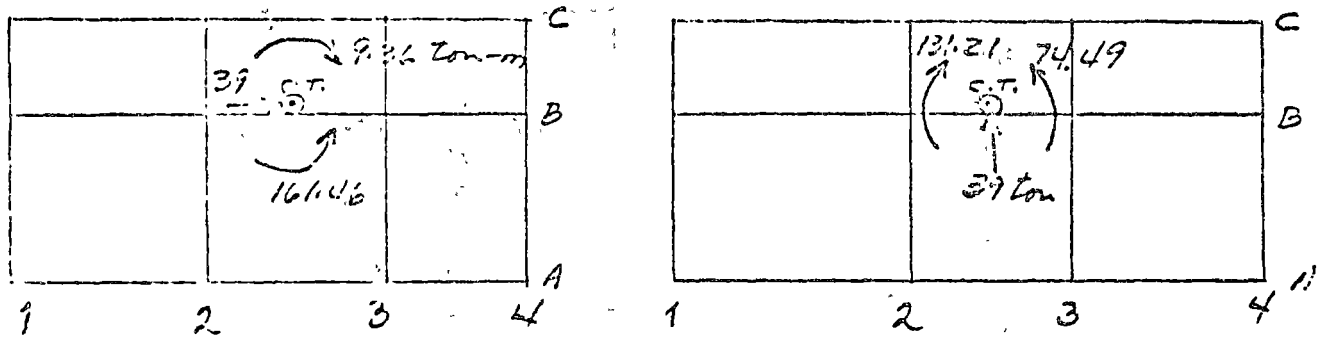
Nótese que las contribuciones directas (1) y las de torsión que se producen en los marcos perpendiculares a la dirección del sismo (3) son siempre positivas. La contribución (2) puede ser positiva o negativa. Los valores de M_x y M_y se escogerán, para cada marco, de forma que produzcan la máxima contribución.

El art 237 del Reglamento exige que las estructuras se analicen bajo la acción de dos componentes otorgonales del movimiento del terreno y que en cada sección crítica se sumarán vectorialmente los efectos gravitacionales con los de un componente del movimiento del terreno y, cuando sea significativo, 0.3 de los efectos del otro. En rigor tal combinación debe hacerse a nivel de desplazamiento y de elementos mecánicos, pero es razonable efectuarla a nivel de

ENTREPISO 2

V_x = 39.0 ton V_y = 39.0 ton

X_T = 12.50 m Y_T = 10.21 m



MARCO	K_x	Y	$\bar{Y}$= Y-Y_T	$K_x \bar{Y}$	$K_x \bar{Y}^2$	Sismo en X Dir	Sismo en X Tors	en Y Tors	1.x + .3 Y	.3X + 1.Y	V diseño
A	60	0	-10.21	-612.6	6254.7	12.32	3.44	2.82	16.61	7.55	16.61
B	50	10	-0.21	-10.5	2.2	10.26	0.06	0.05	10.34	3.15	10.34
C	80	18	7.79	623.2	4854.7	16.42	0.20	2.86	17.48	7.85	17.48
Σ	190			≃ 0	11111.6	39.0					44.43

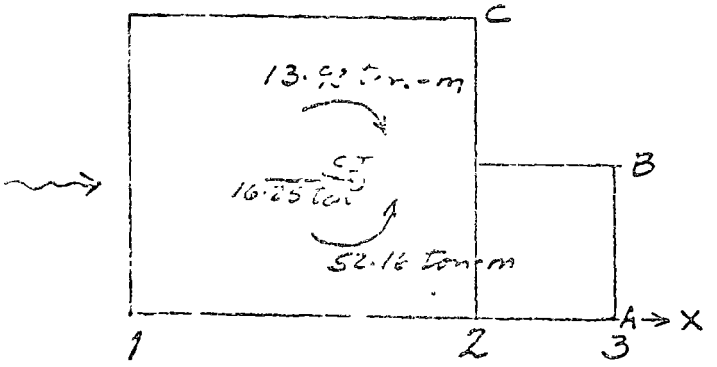
MARCO	K_y	X	$\bar{X}$= X-X_T	$K_y \bar{X}$	$K_y \bar{X}^2$	Sismo en Y Dir	Sismo en Y Tors	en X Tors	1.x + .3 Y	.3X + 1.Y	V diseño
1	50	0	-12.5	-625	7812.5	9.75	2.87	3.51	7.30	13.67	13.67
2	50	8	- 4.5	-225	1012.5	9.75	1.03	1.26	4.49	11.16	11.16
3	50	17	4.5	225	1012.5	9.75	0.58	1.26	4.49	11.16	11.16
4	50	25	12.5	625	7812.5	9.75	1.62	3.56	7.30	13.67	13.67
	200			= 0	17650.0	39.0					49.66

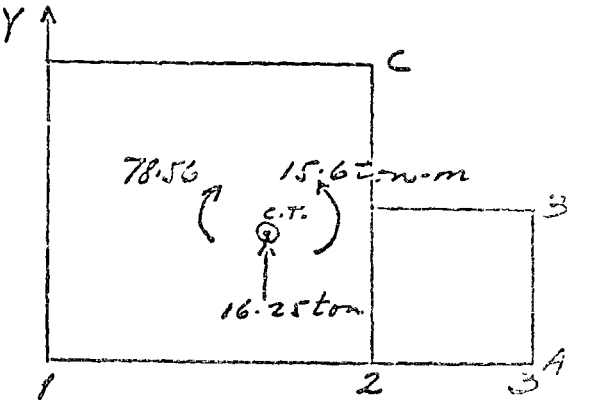
Σ = 28,761.6

fuerzas cortantes, que es como se hace en las siguientes tablas.

ENTRE PISO 3 $\quad V_x = 16.25$ ton $\quad X_T = 12.63$ m

$V_y = 16.25$ ton $\quad Y_T = 9.11$ m





MARCO	K_x	Y	$\bar{Y}=Y-Y_T$	$K_x\,\bar{Y}$	$K_x\,\bar{Y}^2$	Sismo en X Dir.	Sismo en X Tors	en Y Tors	1.X +.3Y	.3X +1.Y	V Diseño
A	200	0.	-9.11	-1822.	16 598.42	7.22	2.33	3.48	10.59	5.65	10.59
B	50	10.	0.89	44.5	39.61	1.81	0.02	0.09	1.84	0.63	1.84
C	200	18.	8.89	1778	15 806.42	7.22	0.61	3.40	8.85	5.75	8.85
Σ	450			≃ 0	32 444.45	16.25					21.28

MARCO	K_y	X	$\bar{X}=X-X_T$	$K_Y\,\bar{X}$	$K_y\,\bar{X}^2$	Sismo en Y Dir.	Sismo en Y Tors	en X Tors	1.X +3.Y	.3X +1.Y	V Diseño
1	30	0	-12.63	-378.9	4785.51	6.09	0.72	0.48	2.52	6.95	6.95
2	30	17.	4.37	131.1	572.91	6.09	0.05	0.17	1.89	6.19	6.18
3	20	25.	12.37	247.4	3060.31	4.06	0.09	0.35	1.34	4.18	4.18
Σ	80			≃ 0	8418.73	16.25					17.51

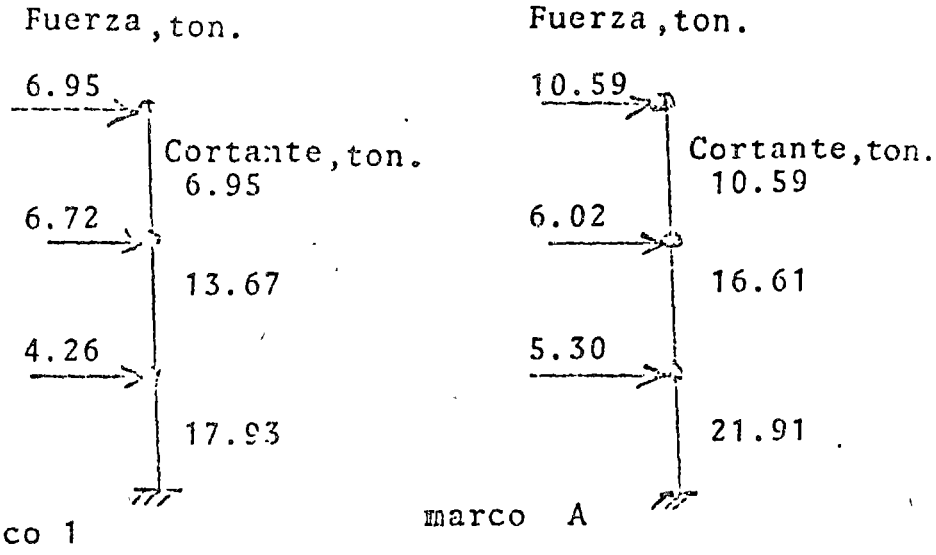
$\Sigma = 40{,}863.21$

Como comprobación la suma de $K_x\,\bar{Y}$ y $K_y\,\bar{X}$ debe ser cero, la suma de los cortantes directos debe ser igual a los respectivos actuantes y la de los de diseño debe ser mayor que tal valor.

De manera similar resulta para el primer entrepiso:

Marco	A	B	C	1	2	3	4
V diseño	21.91	13.78	23.33	17.93	14.78	14.78	17.93

Al lado se muestran las fuerzas que servirán para analizar los marcos 1 y A



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DEL D.F.

CARACTERISTICAS DEL CONCRETO Y DEL ACERO DE REFUERZO

ING. CARLOS JAVIER MENDOZA ESCOBEDO

SEPTIEMBRE DE 1977.

PALACIO DE MINERIA
Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.

[illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

2. CALIDADES RECOMENDABLES DE ACERO Y CONCRETO

2.1 Ventajas y limitaciones de aceros de refuerzo de distintos grados

2.1.1 Tipos y características

Las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto admiten el empleo de los siguientes tipos de refuerzo (sección 1.4.2):

a) Barras corrugadas laminadas en caliente en tres grados: 30, 42 y 52 (Norma DGN B6 1974).

b) Barras corrugadas torcidas en frío en tres grados: 42, 50 y 60 (Norma DGN B294 1972).

c) Malla electrosoldada de alambres lisos estirados en frío (Norma DGN B290 1975).

Para estribos y algunas otras aplicaciones secundarias se admite además el uso de alambrón (barra lisa número 2 grado 30, según Norma DGN B6 1974).

Las Normas de concreto no incluyen las barras provenientes de riel (Norma DGN B18 1974) y de eje (Norma DGN B32 1974) ya que los requisitos de las normas para estas barras no aseguran ductilidades adecuadas y además porque no se producen en México en forma contínua.

La tabla siguiente muestra los principales requisitos mínimos especificados para los distintos tipos de acero por las normas mencionadas.

PROPIEDADES MINIMAS ESPECIFICADAS PARA ACEROS DE REFUERZO PARA CONCRETO

Tipo de Acero	Grado	Esfuerzo de fluencia, kg/cm^2	Esfuerzo máximo kg/cm^2	Alargamiento sobre 20.3 cm %
Laminado en caliente B6 1974	30	3,000	5,000	7 a 11
	42	4,200	6,300	7 a 9
	52	5,200	7,000	5 a 8
Torcido en frío B294 1972	42	4,200	5,200	8
	50	5,000	6,000	8
	60	6,000	7,000	8
Alambre para malla electro soldada B253 1974	50	5,000	5,700	No especificado

La figura 2.1 muestra curvas típicas esfuerzo-deformación para los aceros de refuerzo en cuestión.

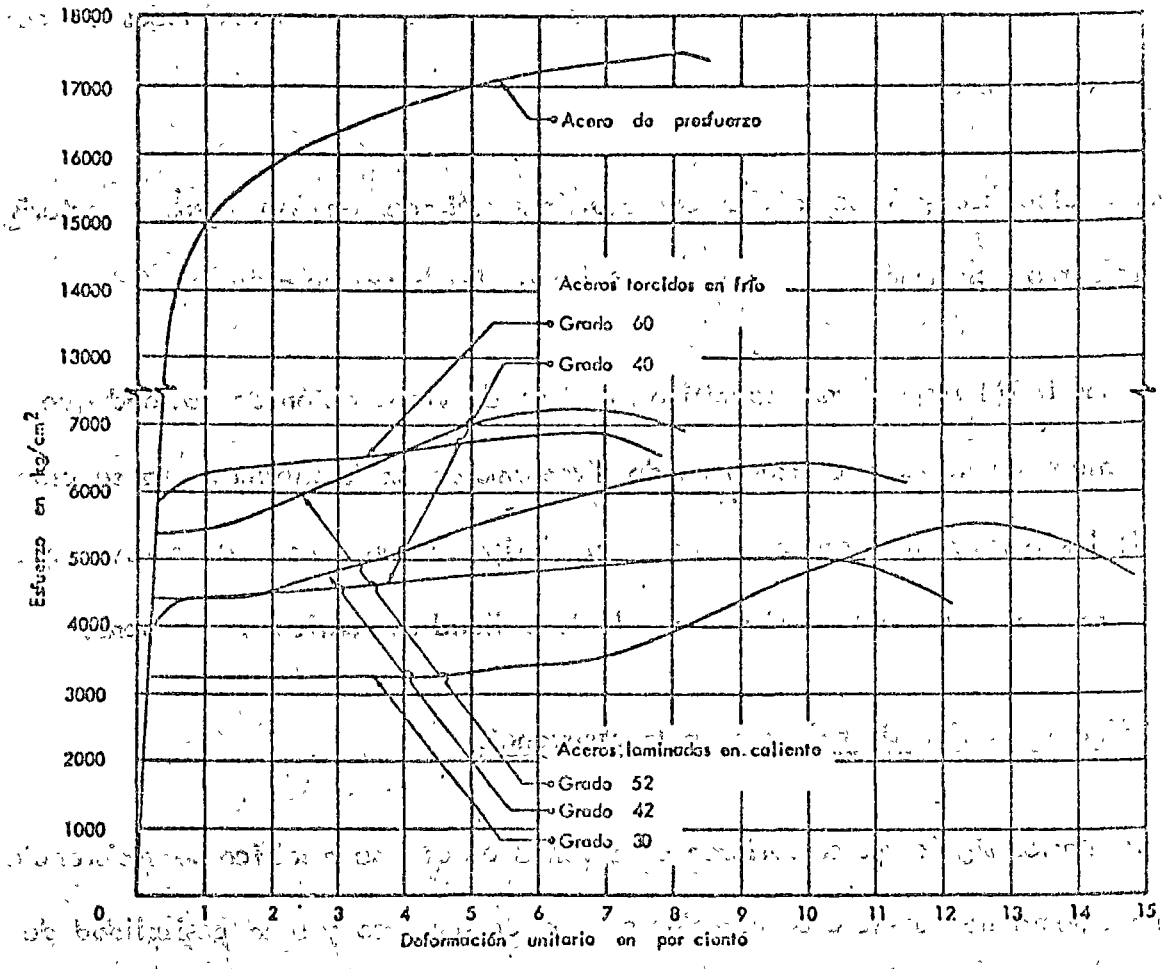


FIG 2.1 CURVAS TIPICAS ESFUERZO DEFORMACION PARA DISTINTOS TIPOS DE ACERO DE REFUERZO

Se aprecia que los aceros laminados en caliente presentan una fluencia definida seguida por una zona de endurecimiento y que, al aumentar el grado del acero se reducen tanto la magnitud de la zona de fluencia como la relación entre el esfuerzo máximo y el de fluencia, así como la deformación de ruptura.

Los aceros torcidos en frío tienen una relación esfuerzo-deformación que no presenta una fluencia definida; el esfuerzo de fluencia se define en forma convencional como aquel que resulta de trazar una paralela a la rama recta de la gráfica esfuerzo-deformación a partir de una deformación de 0.2%

La relación entre el esfuerzo máximo y el de fluencia así como la deformación a

la ruptura son menores en los casos torcidos en frío que en los laminados en caliente para un mismo grado.

La malla electrosoldada se fabrica con alambres estirados en frío y sus características esfuerzo-deformación son similares a las de las barras torcidas en frío.

Las normas DGN respectivas especifican el tipo de verificación de calidad que el comprador puede realizar muestreando directamente en la fábrica. La sección 10.2 de las Normas de Concreto especifica el tipo de muestreo y de ensayes que deben realizárse cuando la verificación de la calidad se realice en la obra.

2.1.2 Efecto del tipo de refuerzo en la resistencia.

Los comentarios siguientes se refieren a la forma en que se modifica la resistencia de un elemento de concreto al cambiar el tipo de refuerzo y a la posibilidad de explotar íntegramente el esfuerzo de fluencia de los aceros de grado superior (grados 52 y 60) en la resistencia del concreto reforzado ante distintos estados límite.

a) Flexión. El cálculo de la resistencia se basa en las hipótesis de la sección 2.1.1 de las Normas de Concreto, las cuales son aplicables a cualquier tipo de acero. Mientras se respeten las cuantías de refuerzo máximo admisible (sección 2.1.4b), el momento resistente aumenta aproximadamente en la misma proporción que el esfuerzo de fluencia del refuerzo, si todas las otras características de la sección se mantienen iguales. Hay que observar que los porcentajes máximos de refuerzos admisibles se reducen al aumentar el grado de acero.

Puede concluirse que el Reglamento permite la explotación total de la potencialidad de los aceros de alta resistencia como refuerzo de flexión y que por lo tanto, desde el punto de vista de resistencia en flexión, se obtienen diseños más económicos mientras mayores sean los esfuerzos de fluencia de los aceros empleados.

Flexocompresión. Ante carga axial simple, el concreto y el refuerzo están sujetos a la misma deformación de compresión. Se alcanza la capacidad máxima de la sección cuando el concreto llega a deformación de aplastamiento (0.003 según las Normas de Concreto). Para esa deformación todos los aceros con fluencia definida han llegado a su límite de fluencia. Los aceros sin límite de fluencia definido alcanzan el esfuerzo nominal de fluencia a una deformación de aproximadamente 0.006. Sin embargo la diferencia en el esfuerzo para deformaciones de 0.003 y 0.006 es mínima y puede afirmarse que todos los aceros contemplados en las especificaciones pueden aprovecharse totalmente hasta su fluencia.

Para el caso más general en que la columna está sujeta a carga axial y flexión, la distribución de deformaciones en las secciones es variable y por lo tanto el esfuerzo al que trabaja el refuerzo del lado de la máxima compresión puede ser mucho menor que el de fluencia, especialmente para los aceros de alta resistencia. La situación se ilustra en los diagramas de interacción de la figura 2.2 en los que se consignan las combinaciones de carga axial y momento flexionante que son capaces de resistir secciones típicas reforzadas con distintas cuantías de aceros de diferentes grados. Se aprecia como la ganancia en resistencia de uno a otro grado

de acero es aproximadamente proporcional al incremento en el esfuerzo de fluencia de acero, cuando este no excede de 5200 kg/cm^2. Sin embargo si se emplea acero grado 60 la ganancia en resistencia sobre el grado 52 es casi nula para la mayor parte de las combinaciones de momento y carga axial. Los diagramas de interacción propuestos para diseño incluidos en este Manual no dependen del valor del f_y y pueden llevar a errores que no exceden de 10 por ciento cuando se empleen hasta de grado 52, pero su empleo no es aconsejable para aceros de grado 60.

c) Cortante y Torsión. El Reglamento no admite el uso de aceros de grado superior al 42 para estribos. Se consideró que no existe información suficiente para asegurar que las barras no se dañen al doblarlas con un ángulo de 90° y con un radio de curvatura poco controlado como el que se tiene en las condiciones en las que se fabrican los estribos en obra. Esta prohibición constituye una fuerte limitante al empleo de los aceros de grado superior y posiblemente pueda eliminarse en el futuro si se comprueba que algunos tipos de refuerzo de grado superior pueden doblarse con radios muy pequeños sin dañarse y también cuando pueda asegurarse que los estribos se vayan a fabricar respetando los requisitos de doblado.

Los aceros de grado 42 pueden aprovecharse íntegramente en cuanto a su contribución a la resistencia a fuerza cortante y a la torsión.

La malla electrosoldada puede emplearse como refuerzo de cortante y su uso es con

veniente especialmente en elementos de gran peralte y en los presforzados. Sin embargo, su resistencia no se aprovecha íntegramente ya que el Reglamento limita el esfuerzo de fluencia de diseño a 4,200 kg/cm^2.

2.1.3 Efecto del tipo de refuerzo en el comportamiento en las condiciones de servicio.

El criterio de diseño del Reglamento implica la revisión de la seguridad contra la falla a través de la comparación de la resistencia de diseño con las fuerzas internas de diseño (efecto de las cargas de servicio multiplicadas por los factores de carga especificados) y la revisión de las condiciones de servicio, o sea que bajo las cargas de servicio no se excedan los límites de deflexión y agrietamiento. Las condiciones de servicio pueden ser críticas especialmente cuando se emplean aceros de alta resistencia.

a) Deflexiones. Los límites para las deflexiones se fijan en el Art 207 del Reglamento de Construcciones y el procedimiento para el cálculo de deflexiones en la sección 2.2.2 de las Normas de Concreto. Al emplear aceros de alta resistencia, la cuantía de refuerzo, o el peralte, se reducen y por lo tanto el momento de inercia de la sección agrietada se reduce. Para fines ilustrativos los resultados de los ejemplos de este manual indican que, tomando como base un diseño con refuerzo grado 30, deben esperarse incrementos en las deflexiones no superiores al 25% cuando se diseña con acero grado 42, al 45% si se diseña con grado 52 y al 50% si se diseña con grado 60, dejando en todos los casos la sección constante. Hay que notar que estos incrementos en deflexiones pueden eliminarse empleando

peraltes ligeramente superiores. Por ejemplo el incremento de 50 % para acero grado 60 se elimina si se aumenta el peralte en un 15 % aproximadamente.

b) Agrietamiento. En elementos sometidos a flexión el agrietamiento del concreto en la zona de tensión es inevitable. Sin embargo, hay que limitar el ancho de grietas por razones de estética y para protección del refuerzo contra corrosión. Los requisitos del Reglamento implican limitar el espesor de grieta a 0.4 mm, lo cual se considera adecuado para condiciones normales de exposición en el Distrito Federal, pero resulta poco conservador para estructuras expuestas a ambientes muy agresivos o cuando se requiera impermeabilidad.

La abertura de las grietas por flexión resulta directamente proporcional al esfuerzo de trabajo del refuerzo, por lo tanto con aceros de alta resistencia son de esperarse grietas de mayor espesor si todas las otras condiciones se mantienen idénticas.

La aplicación de la expresión especificada por el Reglamento indica que, aún para aceros de grado 60, el ancho de grieta resulta menor que el permitido excepto para condiciones muy extremas como son el usar barras de diámetros muy grandes con recubrimientos excesivos.

Como recomendación general para control de agrietamiento conviene usar muchas barras de diámetros pequeños, bien distribuidas en las zonas de tensión y con los recubrimientos aceptados por el Reglamento.

2.1.4 Otros factores

a) Anclaje y traslape del refuerzo. La longitud en la que hay que prolongar las barras para anclajes o traslapes es proporcional al esfuerzo de fluencia de las mismas; por lo tanto las barras de aceros de grado superior requerirán longitudes de anclaje mayores, lo cual reduce en forma significativa los ahorros que se tienen al emplear estos aceros en elementos en flexión.

Las longitudes que resultan de aplicar los requisitos de las normas se muestran en la tabla 3 de las Ayudas de Diseño de este Manual. En algunas conexiones puede resultar difícil proporcionar el anclaje especificado para el refuerzo de grado superior. En cuanto al traslape, resulta más económico recurrir a procedimientos mecánicos de anclaje o al soldado para barras de diámetro superior a # 8, cuando se usen aceros de alta resistencia.

b) Refuerzo por contracción y temperatura. La cuantía de refuerzo por temperatura y contracción que se especifica en las normas (sec 3.10) es inversamente proporcional al esfuerzo de fluencia del acero; por lo tanto los refuerzos de grado superior pueden aprovecharse integramente y resulta económico su empleo en elementos cuyo refuerzo principal es por contracción y temperatura.

c) Fatiga. El fenómeno de fatiga, o sea la reducción de resistencia por la repetición de un gran número de ciclos de carga, debe tomarse en cuenta en el diseño de puentes y cimentaciones de algunas maquinarias. El esfuerzo que un elemento puede resistir un número muy grande de ciclos (2 millones o más) es prácticamente

independiente del esfuerzo de fluencia del acero. No se obtienen por lo tanto ventajas al emplear aceros de alta resistencia, cuando el diseño esté regido por este fenómeno.

d) Soldabilidad. Se requieren mayores cuidados para soldar los aceros de alta resistencia que los de grado estructural. Los procedimientos de soldado adecuados para cada tipo de acero se describen en la sección 1.4 de este Manual.

e) Doblado. A medida que aumenta el contenido de carbono del acero (y por lo tanto su resistencia) se hace más difícil el doblado de las barras. Las Normas de Concreto prescriben que los dobleces en las barras deben hacerse con radios de curvatura no inferiores a los especificados en las pruebas de doblado de las respectivas normas DGN. Estas especificaciones se reproducen en la tabla siguiente

REQUISITOS DE DOBLADO DE BARRAS DE REFUERZO
Radio de doblado en múltiplos del diámetro de la barra

Tipo de acero	Grado	Calibre de la barra			
		Menor que 6	6	7 y 8	Mayor que 8
Laminado en caliente DGN B6 1974	30	4	5	5	5
	42	4	5	6	8
	52	5	6	7	8
Torcido en frío DGN B294 1972	42	4	5	5	6
	50	6	7	7	8
	60	6	7	7	8

Estos requisitos de doblado con frecuencia no se respetan en las obras, lo cual puede llevar como consecuencia la rotura ó el agrietamiento de las barras en el doblez. Es recomendable reducir al mínimo los dobleces en las barras de grado superior y especialmente en las de diámetros grandes. Es recomendable también evitar doblar las barras de este tipo en los armados ya colocados en la cimbra.

2.1.5 Efecto del tipo de refuerzo en el comportamiento sísmico.

El criterio de los requisitos de diseño sísmico del Reglamento implica que las estructuras que tengan capacidad de deformación disipen la energía del sismo de diseño entrando en etapas de comportamiento inelástico o sea aprovechando la ductilidad de la estructura. Se hace énfasis en el Reglamento y en las normas de concreto en que las estructuras se diseñen y se detallen para que puedan desarrollar ductilidades importantes. Esta propiedad se considera en el diseño al especificarse factores de reducción de las fuerzas sísmicas por efecto de ductilidad los cuales permiten reducir hasta una sexta parte los valores básicos para estructuras de comportamiento frágil.

La ductilidad (referida a la capacidad de rotación de las secciones) de un elemento de concreto reforzado depende entre otros factores de la capacidad de deformación del acero de refuerzo. Por lo tanto los aceros de alta resistencia tienen desventajas a este respecto ya que su alargamiento máximo es menor. Por esta razón el Reglamento permite el diseño con el máximo factor de reducción de ductilidad (Q = 6) solo para estructuras que, además de cumplir con otros requisitos, estén reforzadas con aceros con una fluencia definida y de un grado no superior

al 42.

Como comentarios de carácter general puede afirmarse que la conveniencia de los aceros de grado superior es limitada en estructuras en las que el diseño debe rendir no tanto al lograr una alta resistencia como a proporcionar una gran capacidad de deformación a la estructura, como puede ser el caso de estructuras de marcos dúctiles en zonas sísmicas o de cimentaciones flexibles sobre terrenos muy compresibles.

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DEL D.F.

VENTAJAS Y LIMITACIONES DEL USO DE DISTINTOS TIPOS DE CONCRETO Y ACERO DE REFUERZO

ING. CARLOS JAVIER MENDOZA ESCOBEDO

SEPTIEMBRE DE 1977.

PALACIO DE MINERIA
Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.

2.2 Ventajas y limitaciones de concretos de diferentes calidades

2.2.1 Tipos de concreto

Las Normas de Concreto no imponen límites, inferior o superior, a la resistencia del concreto por emplearse. Se requiere solamente que los materiales con que se fabrica el concreto cumplan con las especificaciones respectivas y que se sigan los procedimientos descritos en el cap 10 para el proporcionamiento, mezclado, transporte, colocación y curado. Para unas recomendaciones detalladas sobre estos requisitos puede consultarse, por ejemplo las prácticas recomendadas del Instituto Americano del Concreto, ACI-613 para proporcionar concreto de peso normal y ACI-614 para la medición, mezclado y colocación del concreto.

Tradicionalmente la calidad del concreto se juzga a través de la resistencia en compresión de cilindros estándar. A este respecto hay que hacer notar por una parte la importancia que tienen en la calidad del concreto otros factores, en especial el revenimiento, el tamaño máximo de agregados y los aditivos que se empleen. Por otra parte hay que tener en mente que lo que interesa es la calidad del concreto en la estructura terminada y que esta depende no solo de la calidad del concreto medida en los cilindros, sino también de las condiciones de colocación y curado de las estructuras. Se ha comprobado que, si no se siguen prácticas constructivas adecuadas, la resistencia del concreto en la estructura puede ser fácilmente 20 a 30 por ciento inferior a la de los cilindros.

En la práctica, la calidad del concreto se especifica en términos de f'_c definiendo grados de concreto como múltiplos de 50 kg/cm^2 en la resistencia en compresión.

En elementos colados en sitio los grados de concreto empleados varían entre 150 y 350 kg/cm^2; para elementos colados en planta pueden especificarse resistencias mayores.

Las reglas de verificación de calidad del concreto incluidas en las Normas tienen como objetivo asegurar que la resistencia de los cilindros muestreados del concreto empleado cumple con el valor especificado. Para esto se define la resistencia especificada como el fractil 0.2 de la distribución de la resistencia. Esta definición implica que se admite que el 20% de las mezclas producidas tengan resistencias menores que f'_c, lo cual es acorde con la práctica y con las normas de la producción de concreto premezclado en el país.

Cabe recalcar que, para que se tenga una probabilidad pequeña de que el concreto producido no pase las reglas de aceptación y sea rechazado, deben diseñarse las mezclas para una resistencia esperada, $\bar{f}_c$, significativamente mayor que f'_c. Las normas sugieren determinar $\bar{f}_c$ con las ecs 10.1 y 10.2 de la sección 10 de las Normas Técnicas para Concreto.

2.2.2 Efecto de la calidad del concreto en la resistencia de los elementos.

Para elementos sujetos a flexión las normas limitan la cuantía de refuerzo para que las sección sean subreforzadas. Al cumplirse esta condición la influencia de la resistencia del concreto en el momento resistente es poco significativa. Esto puede apreciarse claramente observando las fig. 161-163 de las ayudas de diseño en las que se dan los momentos resistentes para un mismo grado y cuantía de refuerzo y diferentes resistencias del concreto. Se observa por ejemplo que, para

la cuantía máxima de refuerzo correspondiente a f'_c = 150 kg/cm^2 y f_y = 4200 kg/cm^2 (aprox 0.0113), el incremento de resistencia al emplear un concreto con f'_c = 250 kg/cm^2 en lugar del de 150 kg/cm^2 es de 12 por ciento. El anterior es un caso extremo en el cual la diferencia de resistencias es máxima; normalmente las diferencias serán menores que la indicada. Por lo tanto cuando el efecto que rige el diseño es la resistencia en flexión, no resultará económico el empleo de concreto de alta resistencia; esto será particularmente cierto en losas por las bajas cuantías de acero con las que estas se refuerzan.

En elementos sujetos a flexión el diseño puede estar regido también por el efecto de la fuerza cortante o por las deflexiones admisibles. En cuanto al primer punto, la contribución del concreto a la resistencia al cortante es proporcional a la raiz cuadrada de f'_c, por lo tanto se tiene un incremento apreciable en la resistencia al cortante al emplear concretos de alta resistencia. Sin embargo resulta en general mucho más económico el incrementar la resistencia con mayor tamaño de sección o con mayor refuerzo transversal en las secciones críticas que con un aumento indiscriminado de la resistencia del concreto en toda la estructura.

En cuanto a las deflexiones, el módulo de elasticidad y la resistencia en tensión del concreto aumentan en forma aproximadamente proporcional a $\sqrt{f'_c}$ y por lo tanto las deflexiones de los elementos se reducen a mayor resistencia del concreto, por el mayor módulo de elasticidad y por el mayor momento de inercia efectivo debido a la menor extensión de agrietamiento. Por esto en elementos de grandes claros y cuando se tengan fuertes restricciones en los peraltes de las secciones, puede resultar conveniente el empleo de concretos de alta resistencia. No hay

que descuidar, sin embargo, el efecto que en las deflexones tienen las deformaciones diferidas del concreto y que reducciones muy significativas en las deflexiones totales se pueden obtener cuidando los factores que influyen en el flujo plástico del concreto, como son el empleo de concretos de bajo revenimiento, un refuerzo abundante en la zona de compresión y buen curado.

Las longitudes de anclaje y traslapo especificadas también son proporcionales a $\sqrt{f'_c}$ por lo tanto se tiene un ahorro en el acero de refuerzo por este concepto si se emplea un concreto de mayor resistencia.

En columnas y en general en elementos en que predomina la carga axial se tienen incrementos sustanciales de resistencia al aumentar f'_c. Por esta razón es práctica bastante común en algunos paises el especificar concretos de mayor resistencia para las columnas que para los sistemas de piso. Hay que considerar que la capacidad de una columna puede incrementarse aumentando ya sea la sección o la cuantía y grado de refuerzo o f'_c. Cuál de los tres factores conviene incrementar para dar mayor resistencia depende de los costos relativos de materiales y de las restricciones arquitectónicas. En la siguiente sección de este capítulo se hacen algunas comparaciones cuantitativas basadas en costos actuales (1976) en la industria de la construcción.

2.3 Combinaciones óptimas de calidades de acero y concreto

Con objeto de establecer las ventajas que podría tener la combinación de aceros y concretos de diferentes calidades desde el punto de vista económico, a continuación se analiza el precio de vigas, columnas y losas al variar la calidad y cantidad de estos materiales.

Como base de comparación se tomaron precios unitarios representativos de la situación existente en la industria de la construcción en el momenro de realizar el estudio (1er. Semestre de 1976), situación que puede cambiar con el tiempo y modificar los resultados obtenidos, aunque se puede considerar que las tendencias seguirán siendo las mismas.

Los precios unitarios considerados son los siguientes:

Concepto	Elemento	Precio unitario
Cimbra no aparente	vigas	\$ 115.12/m^2
	columnas	\$ 135.37/m^2
	losas	\$ 105.52/m^2
Colocación de concreto	vigas	\$ 138.56/m^3
	columnas	\$ 138.56/m^3
	losas	\$ 138.56/m^3
Materiales	Calidad	Precio unitario
Concreto	f'_c 200 kg/cm^2	\$ 507.12/m^3
	f'_c 300 kg/cm^2	\$ 570.57/m^3
	f'_c 400 kg/cm^2	\$ 630.24/m^3
Acero de refuerzo	f_y 3000 kg/cm^2	\$ 9 840.00/ton
	f_y 4200 kg/cm^2	\$ 10 070.38/ton
	f_y 5200 kg/cm^2	\$ 10 840.00/ton
	f_y 6000 kg/cm^2	\$ 11 060.90/ton
	malla 6 x 6 - 10/10	21.83/m^2
	malla 6 x 6 - 8/8	26.05/m^2
	malla 6 x 6 - 6/6	32.33/m^2

El concepto de cimbras incluye material, equipo y mano de obra tanto del cimbrado como del descimbrado.

En la colocación del concreto se considera el vaciado, el vibrado, el nivelado, y el curado del concreto con membrana.

Los precios unitarios del acero y del concreto de diferentes calidades consideran tanto el costo del material, como la mano de obra y equipo empleado en la fabricación del concreto o la requerida para el armado del acero de refuerzo.

En el análisis y diseño de los diferentes elementos estructurales estudiados, se siguieron las disposiciones de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de las Construcciones del DDF y solo se consideró el efecto de las cargas verticales.

2.3.1 Vigas

Para determinar las combinaciones de las calidades de acero de refuerzo y concreto que resultan más ventajosas en el diseño de vigas, se analiza y compara los precios de tramos de vigas de un metro de longitud, en los que se supone actúa un momento constante, y cuyo valor se considera igual al momento resistente de la sección. Haciendo variar la resistencia del concreto entre los valores más usuales, 200 y 400 kg/cm^2, y el acero en los grados que se pueden conseguir comercialmente en México, 30, 42, 52 y 60, se puede establecer lineamientos generales que conduzcan a una selección adecuada de estos materiales.

En la fig 2.3 se puede observar la variación en el precio por m lineal de vigas con un ancho de 35 cm en las cuales se varía el peralte y la cuantía de refuerzo para diferentes momentos al variar la calidad de los materiales.

Para estos casos, donde las vigas resultan simplemente armadas, se nota que independientemente de las resistencias del acero de refuerzo y del concreto, el costo de las vigas disminuye a medida que aumenta el porcentaje de acero, llegando a valores óptimos con cantidades de refuerzo del orden del uno por ciento. Como el aumento en la cuantía del acero trae consigo una disminución en el peralte es conveniente verificar que las flechas que se pueden alcanzar no excedan las máximas permitidas por el Reglamento.

En cuanto a la calidad del acero de refuerzo, en la misma figura se observa que a medida que aumenta el valor del esfuerzo de fluencia el costo de viga por metro de longitud disminuye obteniéndose reducciones importantes en el precio, del orden del 14 por ciento, al cambiar de un acero grado 30 a otro grado 42 o de uno de grado 42 a otro de grado 60 y reducciones menos significativas, del orden de 7 por ciento, al variar el acero de grado 42 a otro de grado 52.

En ocasiones las dimensiones de las vigas quedan limitadas por condiciones de proyecto y para alcanzar la capacidad requerida se necesita colocar acero de refuerzo en la zona de compresión. En estos casos algunas de las conclusiones que se obtienen del análisis de las vigas simplemente armadas dejan de ser válidas para las doblemente reforzadas.

En la fig 2.4 se compara el precio por m lineal de vigas de sección constante, 35 x 90 cm, fabricada con aceros de diferentes grados y con dos calidades de de concreto, 200 y 400 kg/cm^2, capaces de resistir diferentes momentos.

Las soluciones que conducen a vigas simplemente armadas resultan más económicas cuando se usan concretos de baja resistencia; por el contrario cuando se requiere acero de compresión para alcanzar el momento resistente actuante, la solución más económica se obtiene con concretos de alta resistencia.

La economía que se puede lograr al usar un concreto de 200 kg/cm^2 en lugar de otro de 400 kg/cm^2 en las vigas simplemente armadas puede ser del orden del 6 por ciento.

Sin embargo, estas tendencias sacadas a partir de analizar secciones capaces de resistir diferentes momentos, no pueden generalizarse sin tomar en cuenta todos los requerimientos del elemento que se está estudiando y en un caso más amplio, de toda la estructura de que forma parte. Así por ejemplo, si bien es cierto que para las secciones doblemente armadas resulta más económico usar concreto de alta resistencia, no toda la viga requiere ser reforzada con esta cuantía de acero, en tanto que si se usa una resistencia alta de concreto ésta tendrá que emplearse aún para aquellas zonas donde no es necesaria y la economía que se lograría con esta solución podría reducirse al comparar el precio de toda la viga.

Aparte de los requisitos de capacidad máxima por flexión de las vigas, se tienen otros que también pueden influir en el precio de los elementos, como lo son la resistencia al cortante y su comportamiento bajo condiciones de servicio.

Con objeto de tener una idea de la variación en precio que tendría el emplear dos grados diferentes de acero, 42 y 52, en el refuerzo de dos vigas con características semejantes en sus comportamientos, se analizan las vigas de los ejemplos 7 y 8 de este manual tomando en cuenta los detalles de su armado. El armado por cortante de ambas corresponde al del ejemplo 9.

Al analizar el precio de las vigas por secciones se obtuvo una economía del 7 por ciento al usar acero de grado 52 en lugar de acero grado 42, sin embargo, al comparar el precio de las vigas de los mencionados ejemplos tomando en cuenta todos los detalles de su armado, se obtuvo que el precio de las mismas resultaba ser prácticamente el mismo independientemente de que se usara acero grado 42 o 52.

Tomando en cuenta lo antes establecido, es de suponerse que cuando el análisis por secciones conduzca a diferencias en precios superiores al 7 por ciento, como cuando se comparan precios de vigas con aceros grados 30 y 42 o grados 42 y 60 en las que se obtuvieron economías del 14 por ciento para los grados superiores en cada caso, las diferencias en precios al considerar las vigas completas con todos sus detalles de armado llegue a ser significativa y ventajosa para los aceros de más alta resistencia.

De todo lo anterior se puede concluir que el empleo de aceros de alta resistencia, el uso de porcentajes elevados de refuerzo compatible con los porcentajes máximos admisibles y el empleo de concretos de baja resistencia, son algunos de los factores que pueden conducir a economías importantes en el precio de las vigas.

2.3.2 Columnas

En el análisis de costos de columnas sujetas a flexocompresión se tomó como base de comparación el estudio de columnas cuadradas de tres diferentes tamaños, 25, 50 y 75 cm de lado. El acero se consideró concentrado en las esquinas variando el peralte efectivo, d, de acuerdo con su tamaño: 0.85 t para las columnas de 25 x 25 cm, 0.9 t para las de 50 x 50 cm y 0.95 t para las columnas de 75 x 75 cm.

La cuantía de refuerzo se varió del 1 al 8 por ciento y la calidad del acero de 3000 a 6000 kg/cm^2. Se estudiaron las capacidades para dos resistencias de concreto, 250 y 400 kg/cm^2.

Con objeto de comparar dos zonas diferentes de su comportamiento, se analizan columnas con excentricidades pequeñas, cercana a la falla por compresión axial, e = 0.1 t y otra para columnas con excentricidades mayores, cercanas a la falla balanceada, e = 0.4 t.

En las figs 2.5 a 2.7 , se presenta el precio de las columnas en pesos por tonelada de carga axial que la columna es capaz de soportar y por metro de columna al variar el porcentaje y calidad del refuerzo y la calidad del concreto.

De la observación y análisis de estas gráficas se puede decir que independientemente de las características de las columnas, el precio de las mismas disminuye a medida que aumenta el esfuerzo de fluencia del acero empleado, hasta llegar al grado 52. Las columnas con acero grado 60, por lo general resultan más caras, debido a que el incremento en capacidad solamente se hace sensible cuando el efecto que domina es el de flexión. La diferencia en precio para los casos extremos de calidad de acero va desde un 11 por ciento, para una columna de 50 x 50 cm con una carga de 300 ton y una excentricidad igual a 0.4 t, hasta un 50 por ciento para columnas de 75 x 75 cm con una carga de 1200 ton y una excentricidad igual a 0.1 t, siendo t la dimensión de un lado de la columna.

Asimismo se puede observar que para cualquier tamaño de columna y calidad de acero de refuerzo e independientemente de la excentricidad que se tenga, las columnas diseñadas para un concreto de alta resistencia (400 kg/cm^2) resul

tan más económicas que las diseñadas para concretos menos resistentes (250 kg/cm^2). Los ahorros encontrados van desde un 26 por ciento en columnas de 25 x 25 cm para una carga de 80 ton y una excentricidad de 0.4 t, hasta diferencia del 58 por ciento en columnas de 75 x 75 cm para una carga de 1200 ton y una excentricidad de 0.1 t.

En terminos generales se puede decir que las columnas resultan más económicas mientras menos acero de refuerzo tengan, excepto para columnas pequeñas en las que se emplea bajas resistencias de concreto. Para una misma capacidad las columnas resultan más económicas mientras mayores son sus dimensiones; una columna grande puede soportar cierta carga a un costo más bajo que muchas columnas pequeñas soportando una carga total equivalente.

En cuanto a la economía que puede representar el empleo de una u otra calidad de acero, se puede decir que para columnas pequeñas (25 x 25 cm) existe un incremento significativo en el costo cuanto se usa acero de grado 30 en comparación con cualquier otro acero de más alto esfuerzo de fluencia; esta diferencia se reduce al aumentar el tamaño de las columnas. Asimismo se puede decir que no hay ninguna ventaja en usar aceros con esfuerzos de fluencia superiores a 5200 kg/cm^2, salvo en los casos donde el efecto de la flexión es el que domina.

En resumen se puede decir que para alcanzar las máximas economías, en el diseño de columnas cuadradas se debe de emplear los mínimos porcentajes de acero con esfuerzos de fluencia de hasta 5200 kg/cm^2, las secciones de concreto más grandes que sean compatibles con el proyecto y las resistencias de concreto más elevadas que puedan conseguirse con los materiales y procedimientos de fabricación disponibles en el mercado.

2.3.3 Losas

El uso de acero de alta resistencia en losas de piso tiene las mismas ventajas y limitaciones que presenta su empleo en vigas, aunque debido a sus espesores relativamente delgados los problemas de agrietamientos, deflexiones y vibraciones indeseables se acrecentan.

Las grandes deflexiones en losas pueden evitarse usando relaciones peralte a claro mayores que las empleadas cuando se usa acero de más baja resistencia.- Debido a que las losas bajo condiciones de servicio están por lo general menos agrietadas que las vigas, bajo la misma condición de carga el momento de inercia depende más de la sección total y menos del área de acero; por lo tanto para obtener deflexiones aceptables se requieren incrementos de la relación h/l más pequeños que los que se necesitarían para el caso de las vigas.

Los problemas de agrietamiento en losas que trabajan en una dirección son similares a los que se presentan para vigas. Si el espaciamiento del refuerzo se incrementa a medida que se aumenta el esfuerzo de fluencia del acero, el ancho de las grietas se incrementará en la misma proporción con la que cambia dicho esfuerzo. Para controlar mejor el agrietamiento, el espaciamiento del refuerzo debe mantenerse en el valor mínimo que sea práctico.

Las losas que trabajan en dos direcciones prácticamente no tienen problema de agrietamiento, aun para aquellos casos en que se use el acero de más alta resistencia. La contracción por secado del concreto puede producir grietas en losas; este agrietamiento puede controlarse limitando el espaciamiento del refuerzo en las dos direcciones de tal manera que se propicie la formación de más grietas de menor ancho.

La resistencia y ductilidad de las losas con acero de alta resistencia son similares a la de las vigas, excepto por el hecho de que las losas que trabajan en dos direcciones tienen más resistencia de reserva que las vigas.

De todo lo anterior se puede sacar como conclusión que las losas de piso con acero de alta resistencia tendrán un comportamiento tanto más satisfactorio cuanto más se aumenta la relación h/l para evitar la deflexión excesiva y la respuesta dinámica indeseable siempre que el espaciamiento del refuerzo se mantenga pequeño.

Para determinar la economía que puede representar el uso de acero de una calidad u otra, se hizo un estudio comparativo del precio de un sistema de piso, ejemplos 20, 21 y 22 de este Manual, empleando acero de refuerzo grados 30, 42 y 52, así como malla electrosoldada con esfuerzo de fluencia de 5000 kg/cm^2. Para todos los casos se uso la misma calidad de concreto, f'_c 200 kg/cm^2, y la condición de carga únicamente varió para la losa con acero grado 30, por que se requirió de un espesor de 10 cm en lugar de los 11 cm requeridos para todos los demás casos.

El análisis de precios para las diferentes alternativas estudiadas condujeron a los siguientes precios por metro cuadrado de losa:

Acero	Precio $ / m^2	
Grado 30	225.07	1.08
Grado 42	207.55	1.00
Grado 52	208.40	1.00
Malla electrosoldada, grado 50	238.33	1.15

Si se toma como valor comparativo el precio de la losa reforzada con acero grado 42, se puede ver que las losas reforzadas con acero grado 30 y malla electrosoldada resultan 8 y 15 por ciento más caras, respectivamente, y la reforzada con acero grado 52 resulta prácticamente igual a la reforzada con acero grado 42.

Para los casos en que se permita el empleo de una sola capa de malla electrosoldada colocada en el lecho inferior de la losa (inciso 1.4.3.4 Losas de claros pequeños, de este Manual), la diferencia en precio obtenida con este material puede reducirse e inclusive llegar a ser favorable.

2.3.4 Zapatas

El uso de aceros con esfuerzo de fluencia superior a 4 200 kg/cm^2, no se justifica en el refuerzo de zapatas aisladas debido a que en la mayor parte de los casos el efecto de la flexión no es importante. El peralte de la zapata está determinado casi siempre por la capacidad de perforación por cortante.

Para un tamaño de columna dado la carga que puede transmitir a la zapata será mayor mientras más alto es el grado del acero empleado, y por lo tanto mayor será el esfuerzo cortante por penetración. Este efecto tiende a incrementar el peralte de la zapata, lo que reducirá la cantidad de acero requerido por flexión. Cualquier ventaja que se pueda obtener por el uso de acero de alta resistencia será muy pequeña, a menos que la flexión llegue a ser crítica.

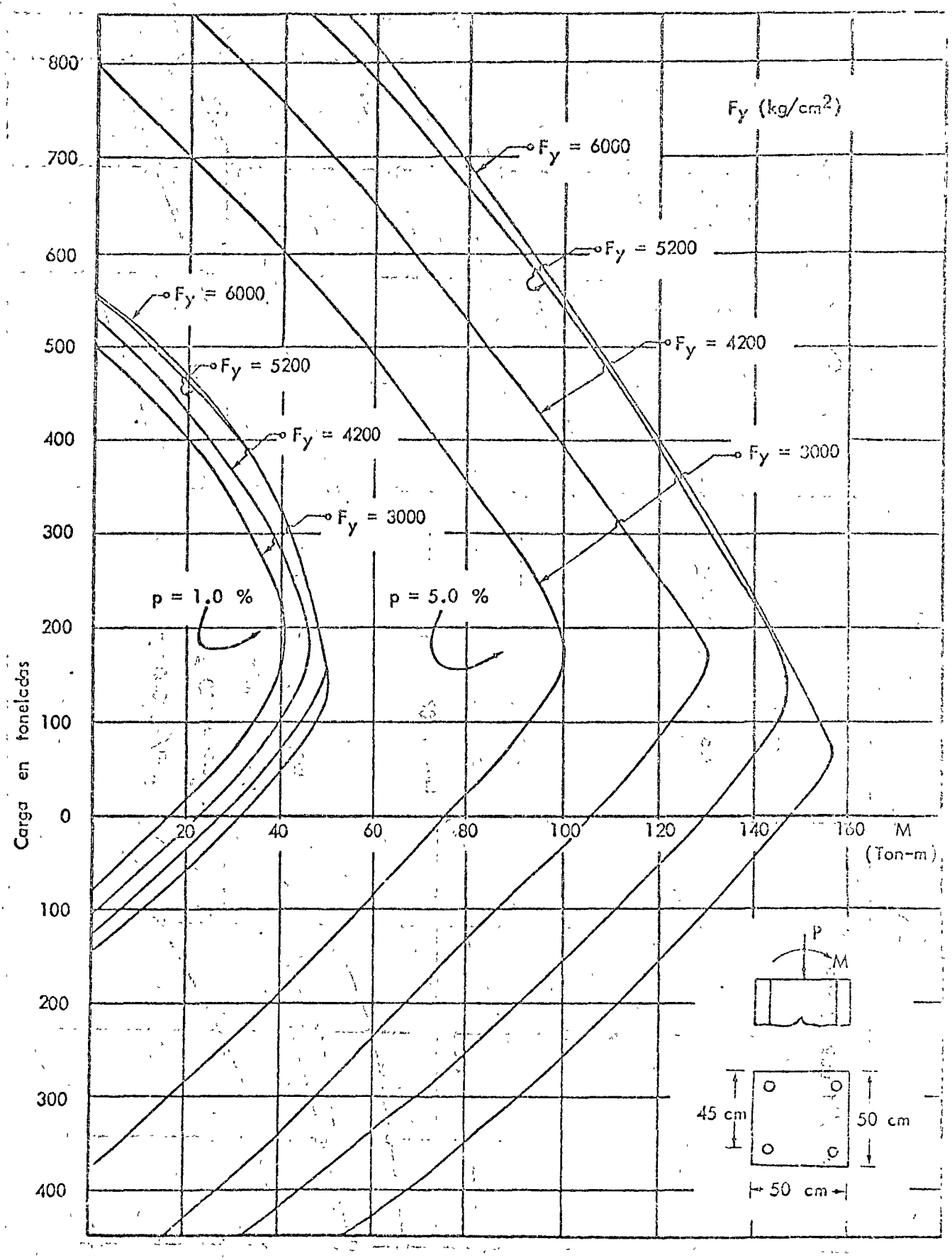


FIG 2.2 COMPARACION DE RESISTENCIA DE COLUMNAS REFORZADAS CON ACEROS DE DISTINTOS GRADOS

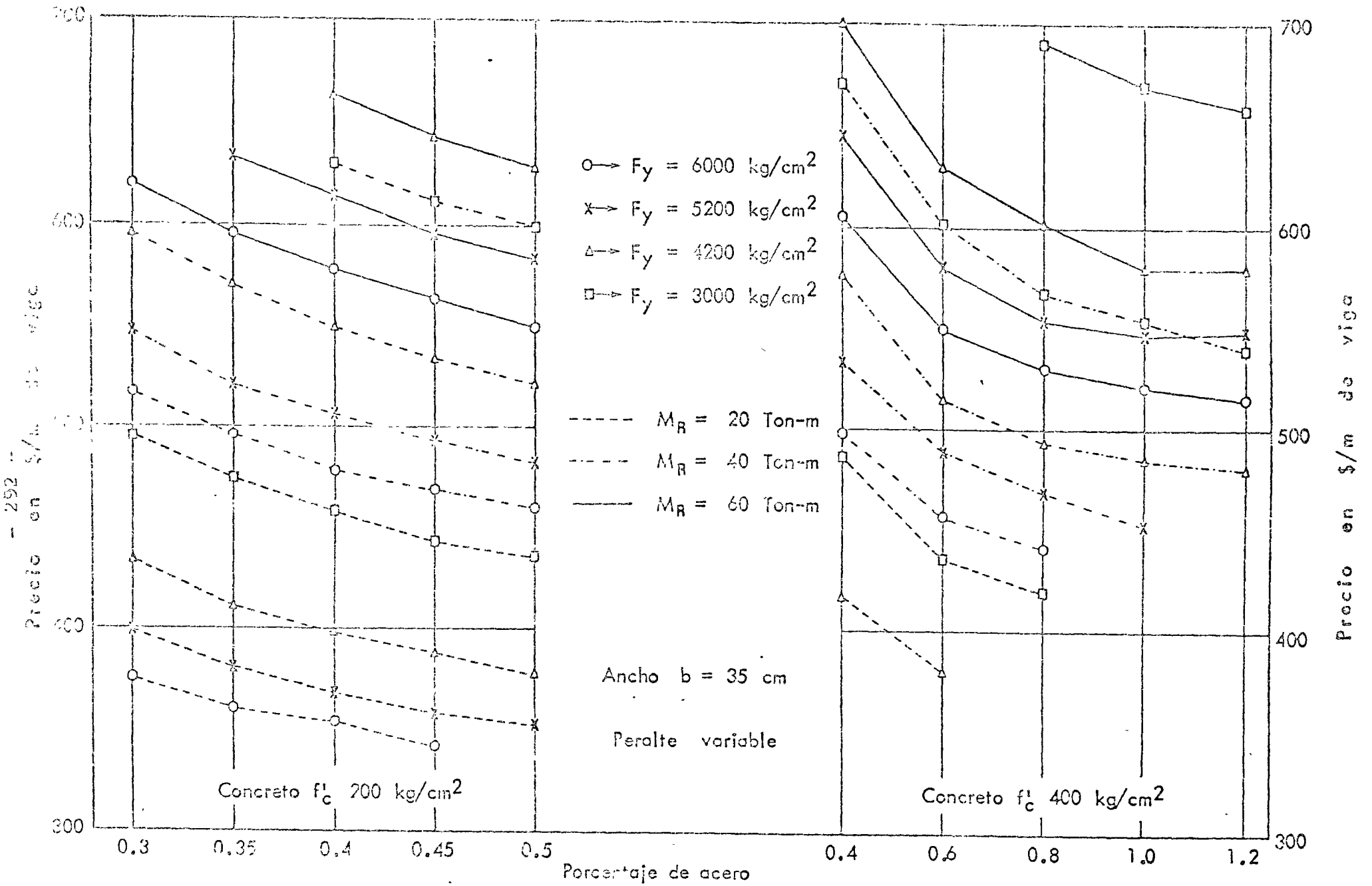


FIG 2.3 INFLUENCIA DE LA CALIDAD Y CUANTIA DE LOS MATERIALES EN EL PRECIO DE VIGAS DISEÑADAS PARA RESISTIR UN MISMO MOMENTO, M_R

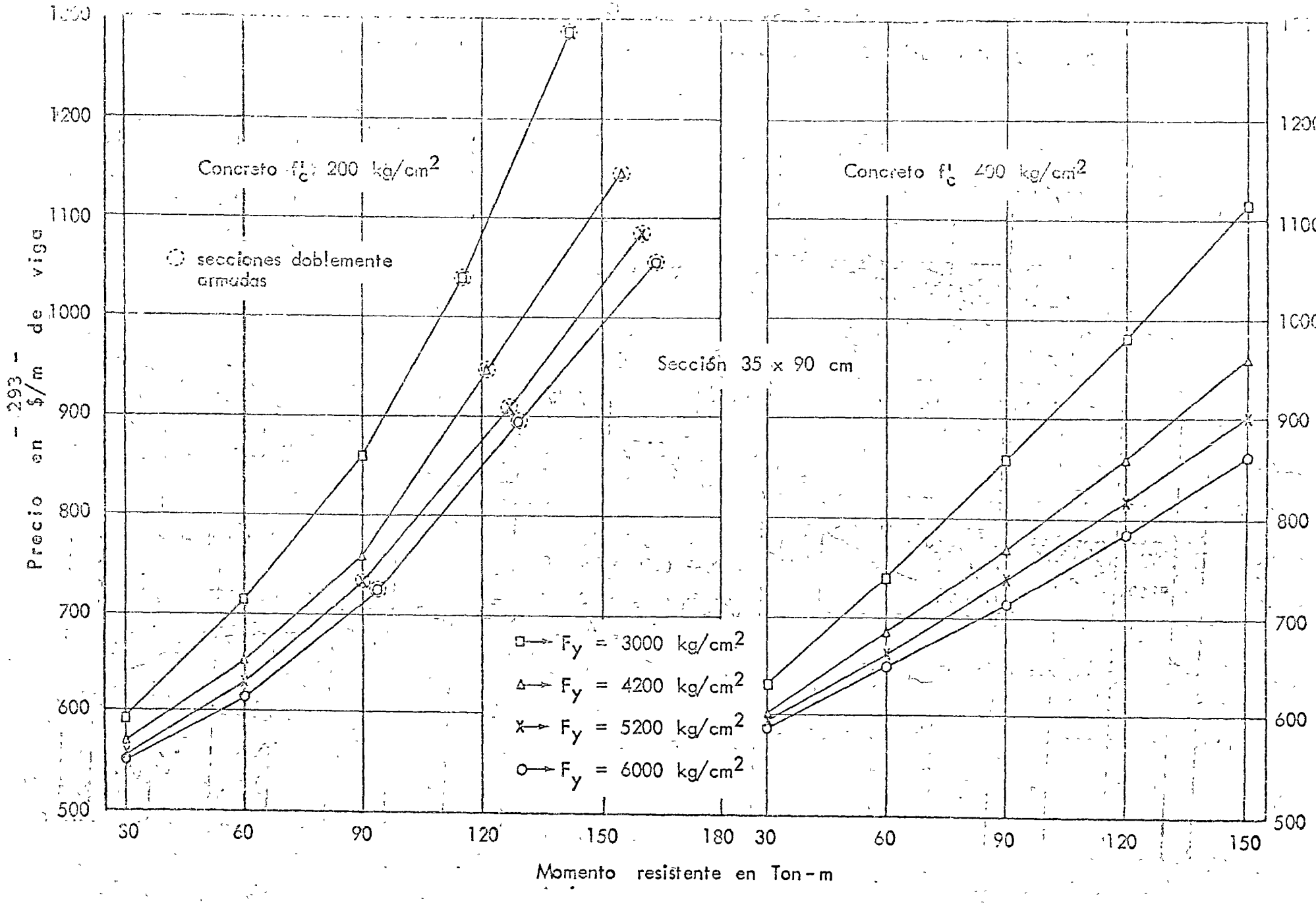


FIG 2.4 EFECTO DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO Y DEL ACERO DE COMPRESION EN EL PRECIO DE LAS VIGAS

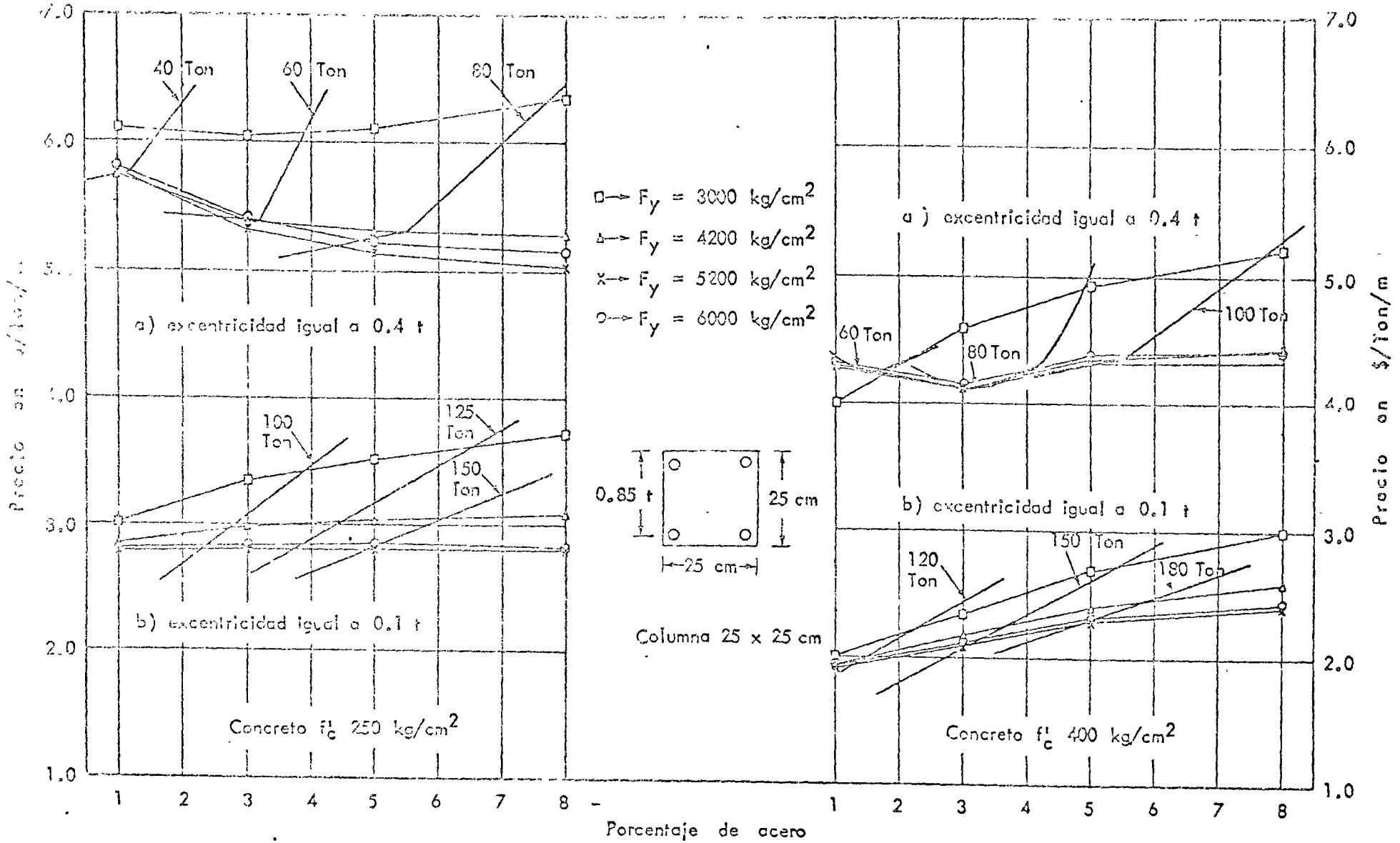


FIG 2.5 EFECTO DE LA CALIDAD Y CUANTIA DEL REFUERZO Y CALIDAD DEL CONCRETO EN EL PRECIO DE COLUMNAS DE 25 x 25 cm

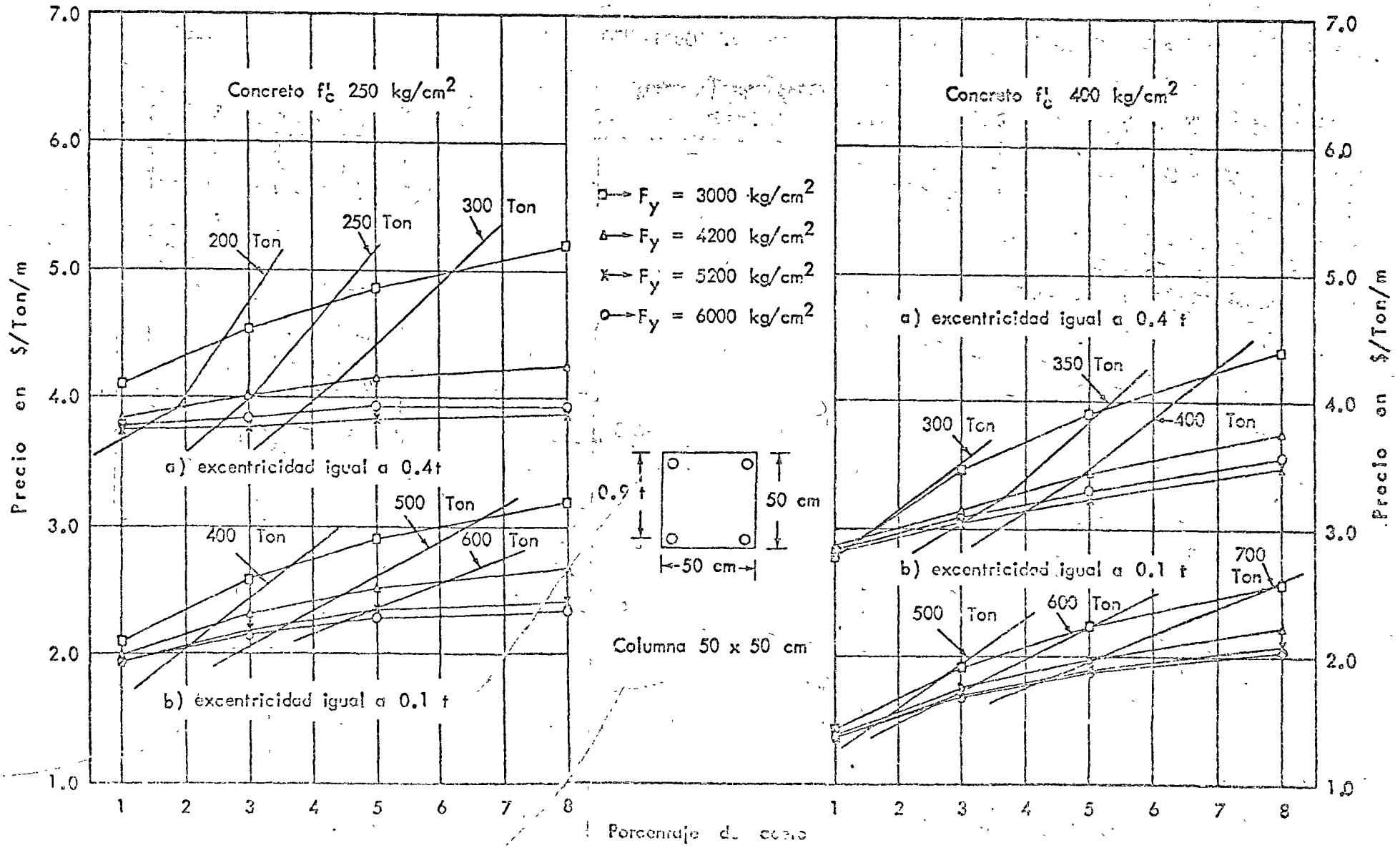


FIG 2.6 EFECTO DE LA CALIDAD Y CUANTIA DEL REFUERZO Y CALIDAD DEL CONCRETO EN COLUMNAS DE 50 x 50 cm

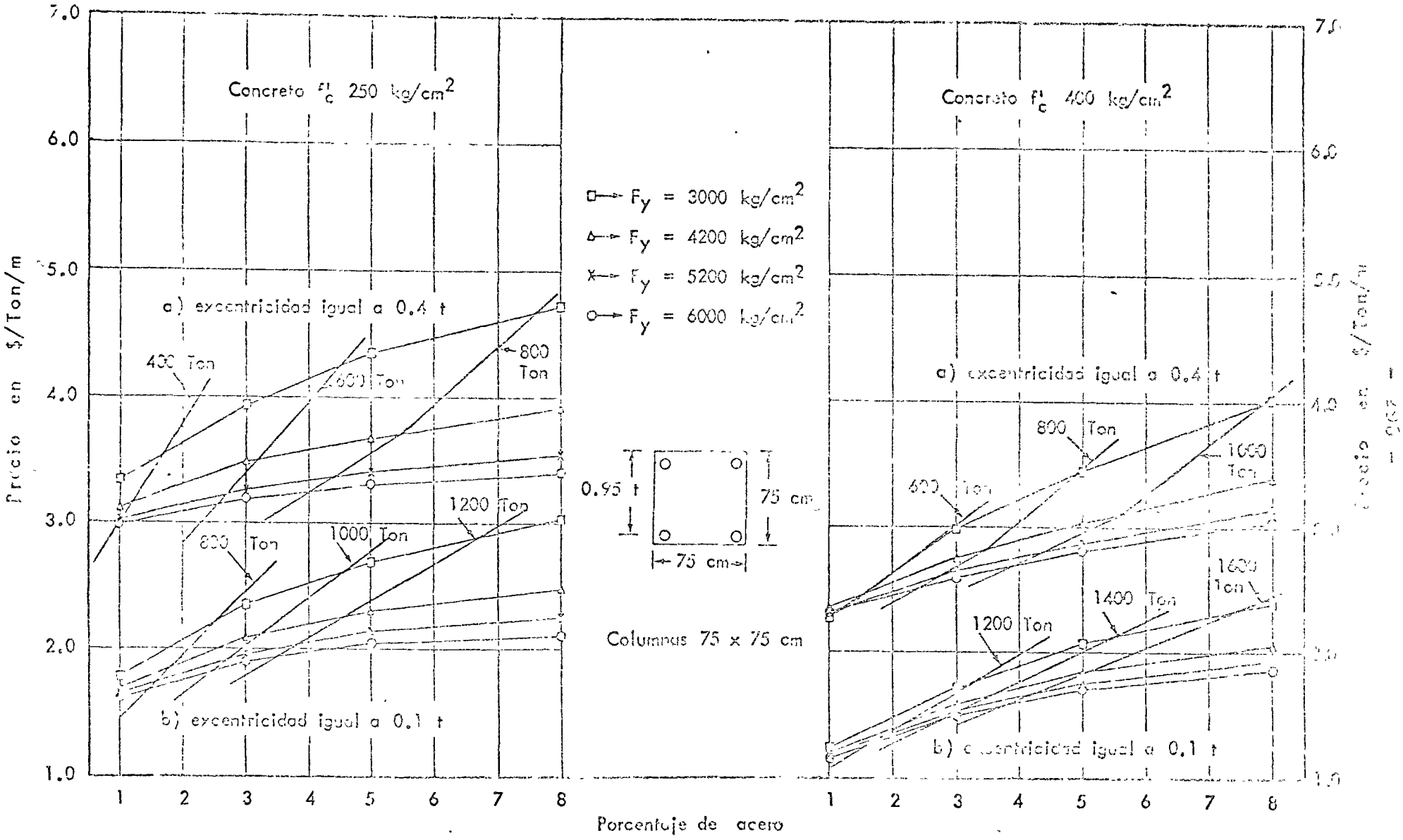


FIG 2.7 EFECTO DE LA CALIDAD Y CUANTIA DEL REFUERZO Y CALIDAD DEL CONCRETO EN COLUMNAS DE 75 x 75 cm

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DEL D.F.

FLEXION SIMPLE

ING. FRANCISCO MORENO DERBEZ

SEPTIEMBRE DE 1977.

FLEXION SIMPLE

Dimensionamiento
- Estados límite de falla.
- Estados límite de servicio.

Procedimiento alternativo:

Valores admisibles de esfuerzos (Elastico)

Criterio de Estados límite de falla:

$$F.R.\ M_{RN} = F.C.\ M_T$$

RESISTENCIA DE LOS MATERIALES

Concreto:

$$f_c^* = 0.8 f'_c$$

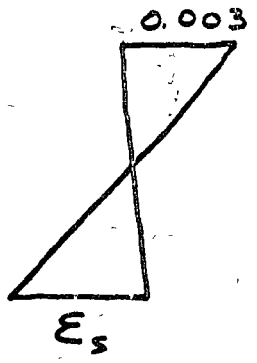
Factor de reduccion (0.8) $\begin{cases} \text{Calidad del Concret} \\ \text{Vicios Constructivos} \end{cases}$

Acero de refuerzo:

$$f_y$$

HIPOTESIS PARA LA OBTENCION DE LA RESISTENCIA

1).- La distribucion de las deformaciones unitarias longitudinales en la seccion transversal de un elemento es plana

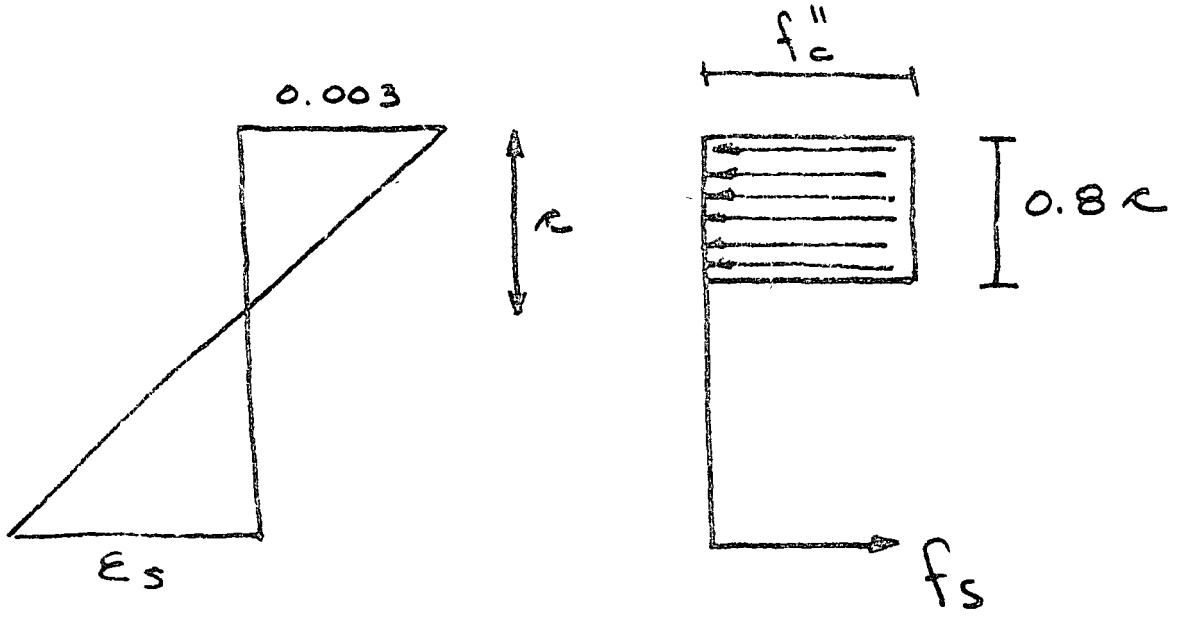


2).- La deformación unitaria del concreto a compresión cuando se alcanza la resistencia de la seccion es 0.003

3).- Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente

4).- El concreto no resiste esfuerzos de tensión.

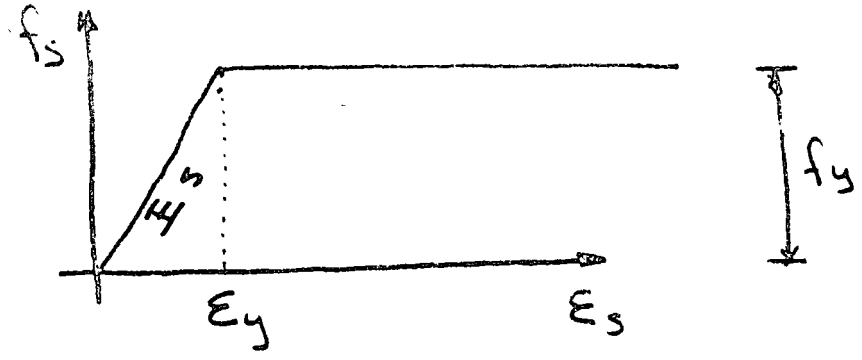
5).- La distribucion de esfuerzos en el concreto cuando se alcanza la resistencia, y del acero de refuerzo se conocen.

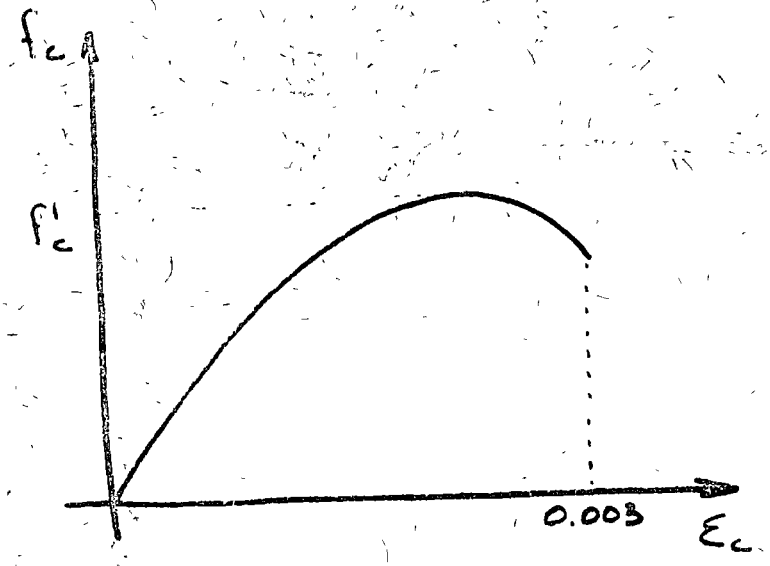


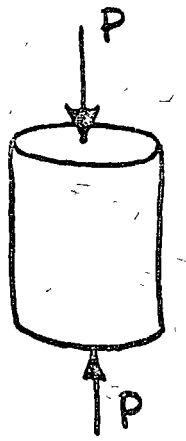
ε $\qquad\qquad$ f

$$f''_c = 0.85 f^*_c \quad \text{si } f^*_c \leq 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''_c = \left(1.05 - \frac{f^*_c}{1250}\right) f^*_c \quad \text{si } f^*_c > 250 \text{ Kg/cm}^2$$

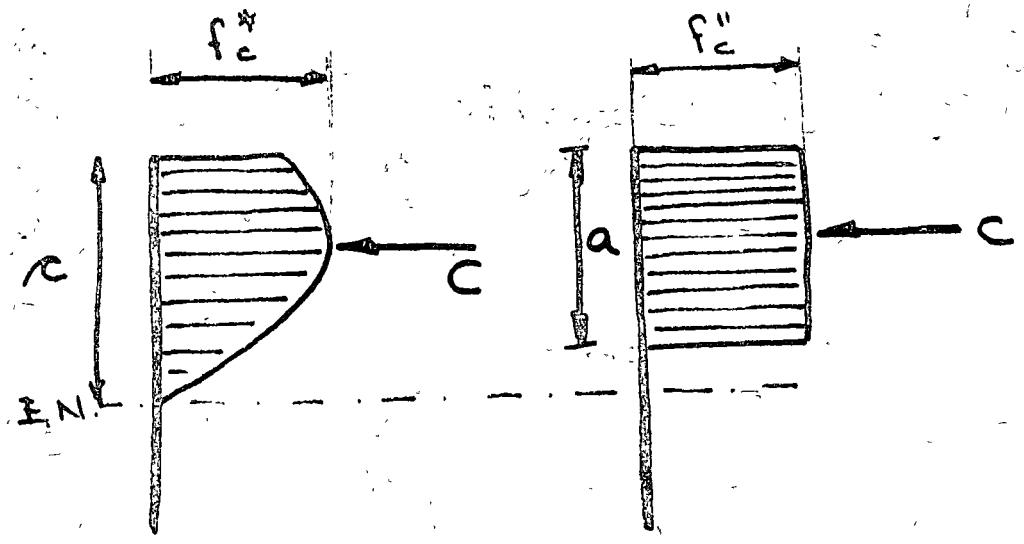




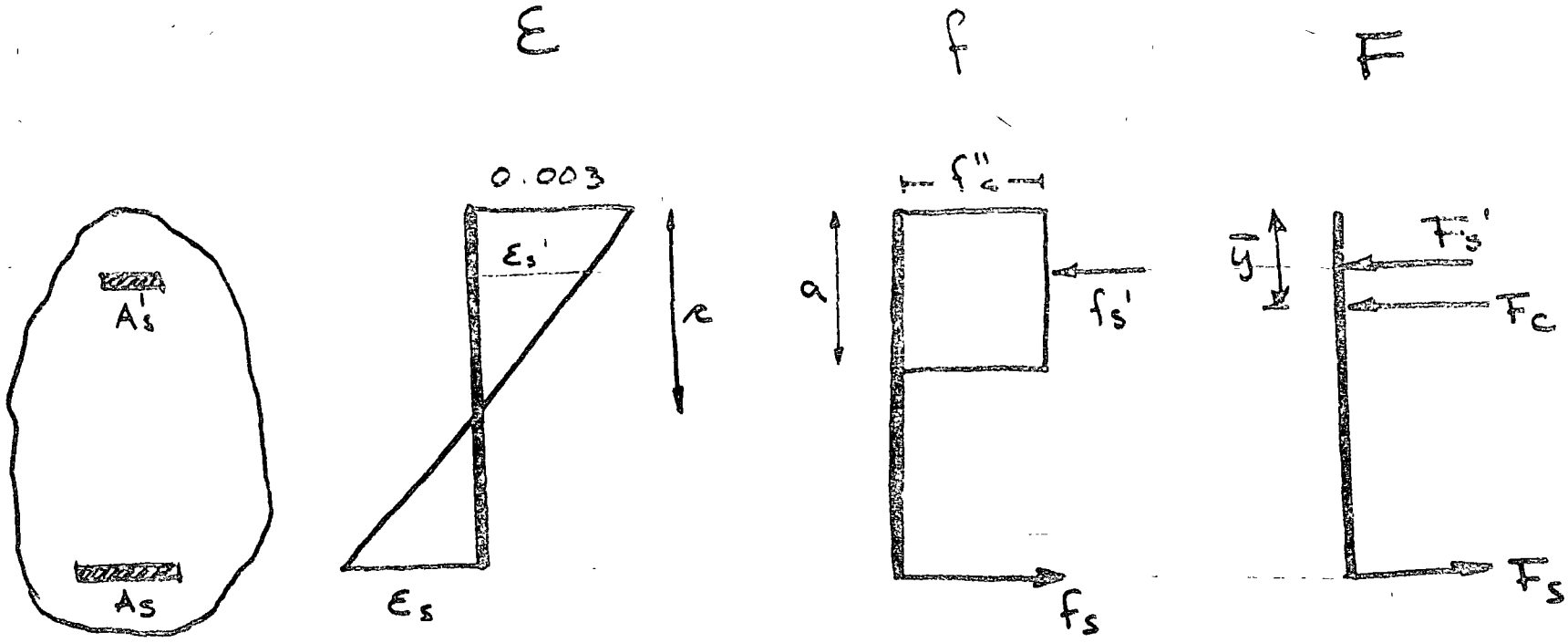


CURVA TIPICA ESFUERZO-DEFORMACIÓN EN COMPRESION AXIAL

pero f'_c se reduce a $0.8 f'_c = f^*_c$



Real Equivalente



$\Sigma F = 0$

$\Sigma M = M_{RN}$

PROCEDIMIENTO GENERAL PARA CALCULAR LA RESISTENCIA NOMINAL

Restricciones en la cuantía del acero de refuerzo.

1) Refuerzo mínimo

1.1) $M_R \geq 1.5\, M_{ag}$

$$M_{ag} = \frac{\bar{f}_f I}{y}$$

$$\bar{f}_f = 2\sqrt{f'_c}$$

1.2) Secciones rectangulares:

$$A_{s\,min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y}\, b d$$

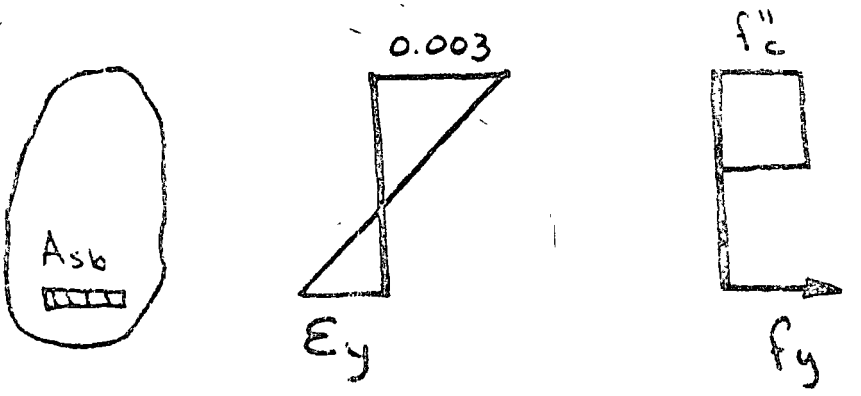
2) Refuerzo Máximo

2.1) $A_{s\,max} \begin{cases} A_{sb} & \text{(No sismo)} \\ 0.75 A_{sb} & \text{(Si sismo)} \end{cases}$

2.2) Secciones Rectangulares

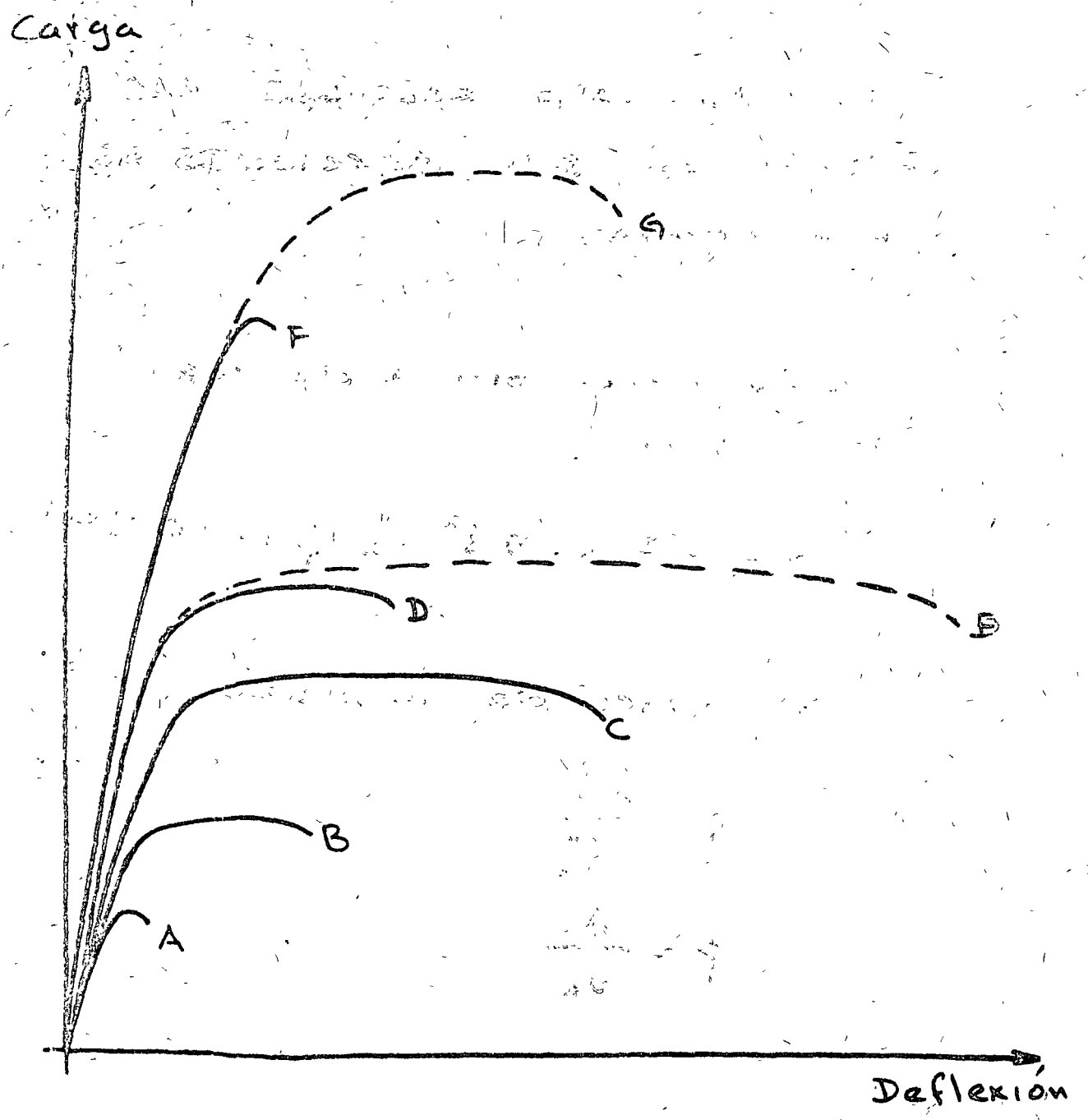
$$A_{sb} = \frac{f''_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000}\, b d$$

FALLA BALANCEADA



Sección subreforzada $A_s < A_{sb}$

Sección Sobrerreforzada $A_s > A_{sb}$



A Concreto simple

B $p \doteq 0.004$

C $p \doteq 0.005$

D $p \doteq 0.02$

E $p \doteq 0.02$; $p' \doteq 0.015$

F $p > p_b$

G $p > p_b$; $p' \doteq 0.02$ pero $p - p' < p_b$

FORMULAS PARA CALCULAR LAS RESISTENCIAS EN SECCIONES DE FORMA COMUN.

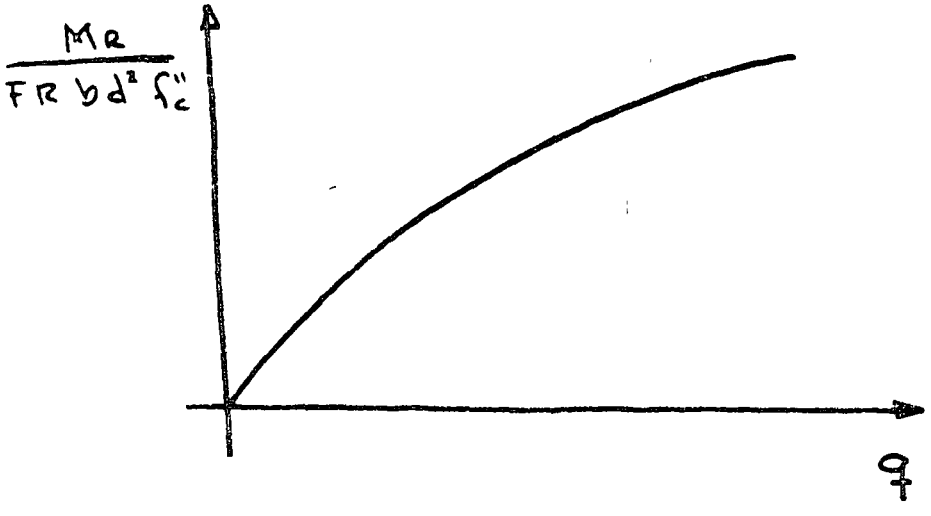
1).- Rectangulares sin acero de compresión

$$M_R = F.R.\, bd^2 f''_c\, q(1-0.5q)$$

q: índice de refuerzo

$$q = \frac{p f_y}{f''_c}$$

$$p = \frac{A_s}{bd}$$

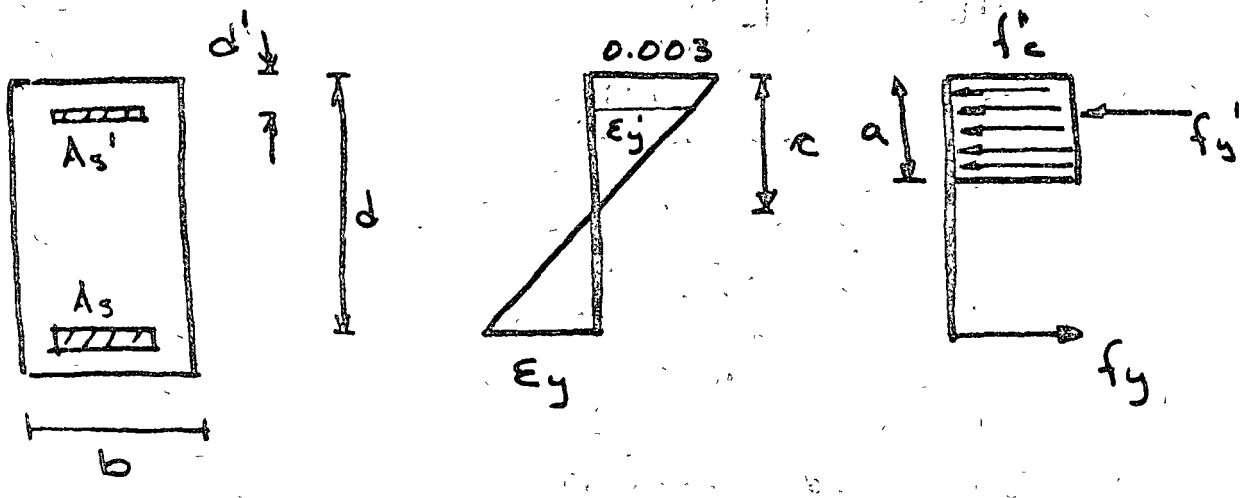


2).- Rectangulares con acero de compresión

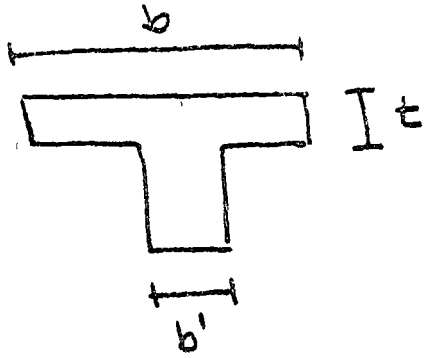
$$M_R = F.R.\left[(A_s - A_s')\, f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) + A_s'\, f_y (d - d')\right]$$

$$a = \frac{(A_s - A_s')}{b}\,\frac{f_y}{f''_c}$$

$$\text{si} \quad (p - p') \geq \frac{4800}{6000 - f_y}\,\frac{d'}{d}\,\frac{f''_c}{f_y}$$



3). T, L, I sin acero de compresión



3.1).- Si $a < t$, cómo sección rectangular de ancho b

3.2).- Si $a > t$

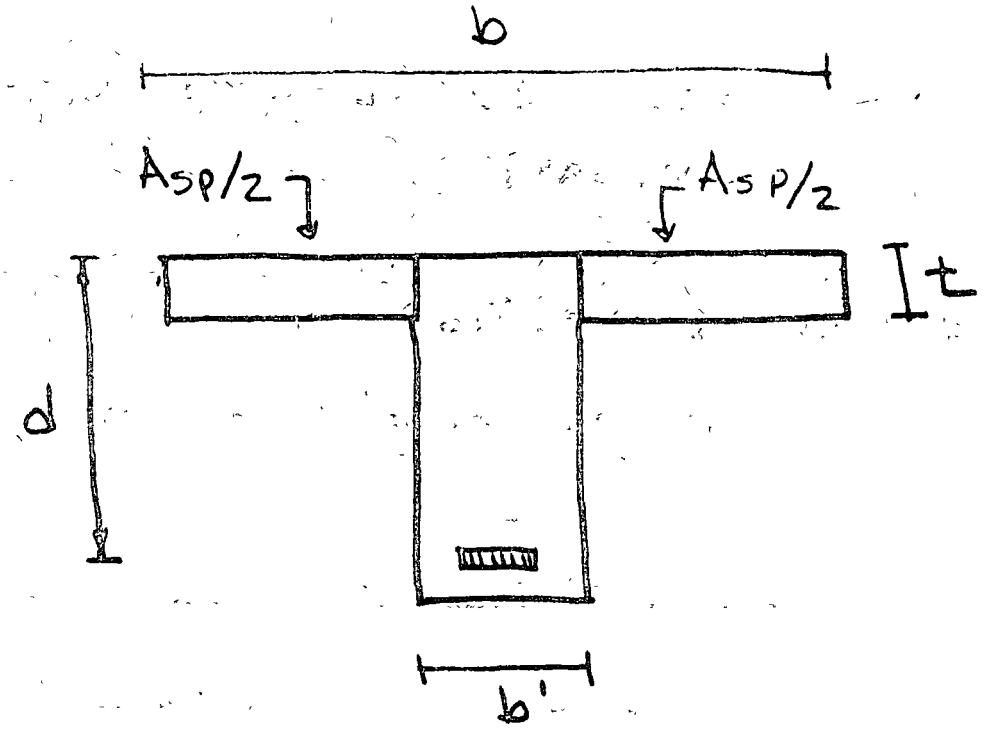
$$M_R = F.R.\left[A_{sp} f_y (d - t/2) + (A_s - A_{sp}) f_y (d - a/2)\right]$$

$$A_{sp} = \frac{f''_c (b - b') t}{f_y}$$

$$a = \frac{(A_s - A_{sp}) f_y}{f''_c b'}$$

Se debe cumplir

$$A_s \leq \frac{f''_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} b'd + A_{sp}$$

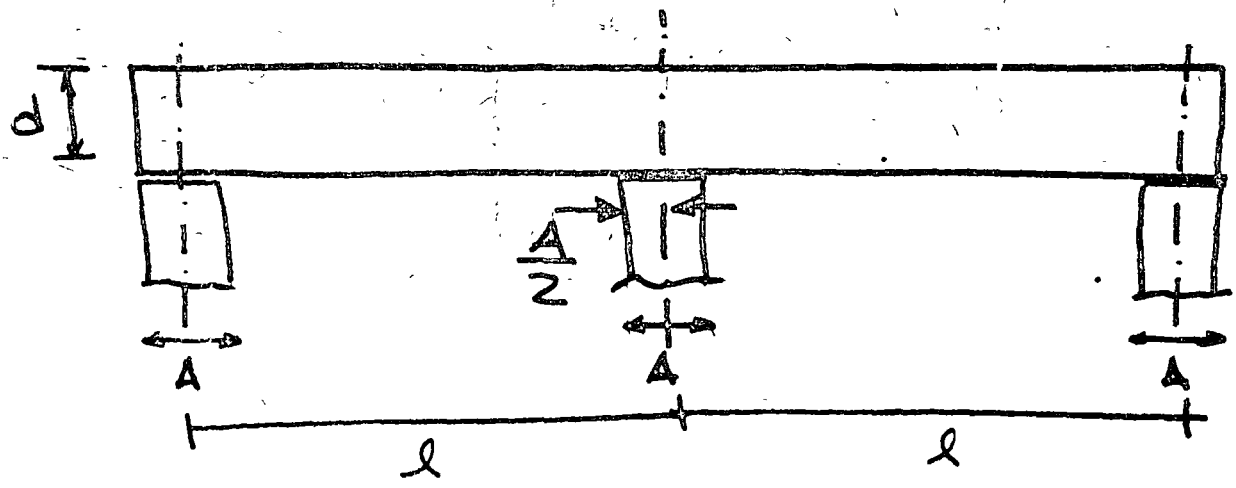

b
Asp/2
Asp/2
t
d
b'

DISPOSICIONES COMPLEMENTARIAS (VIGAS)

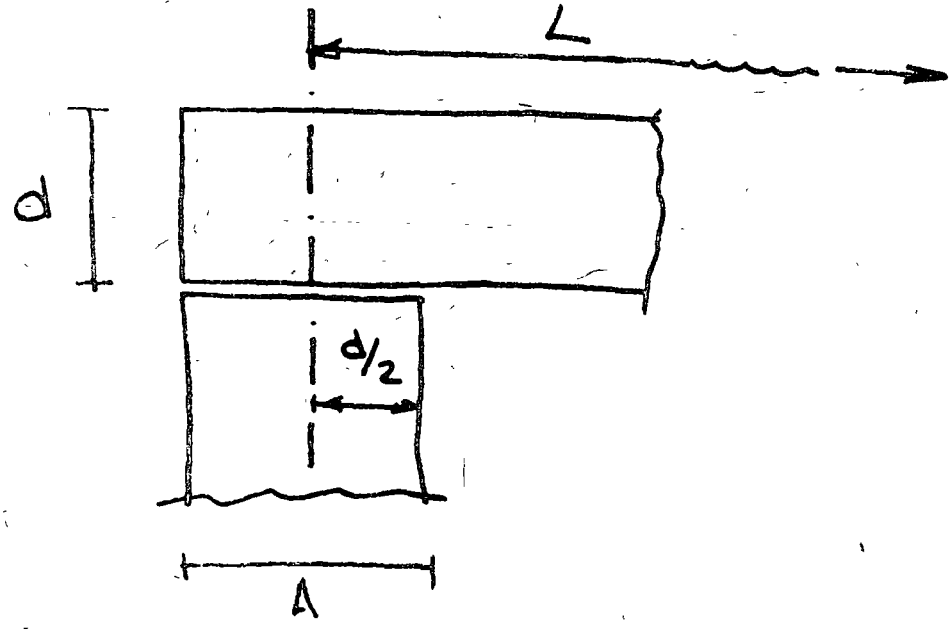
1) CLARO DE DISEÑO:

1.1) Vigas no monolíticas con su apoyo

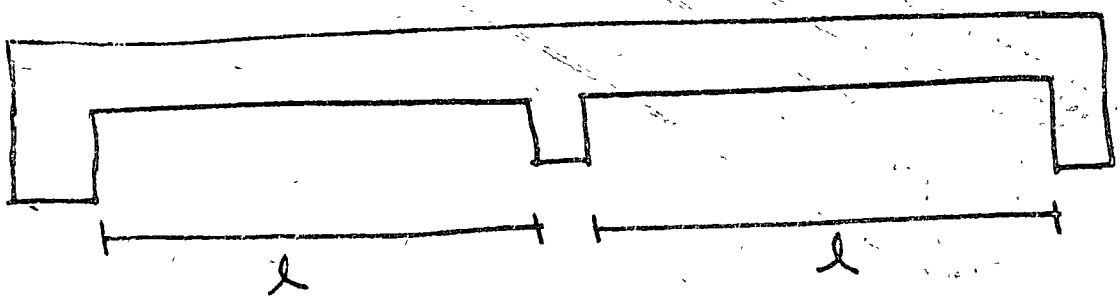
$A \leq d$



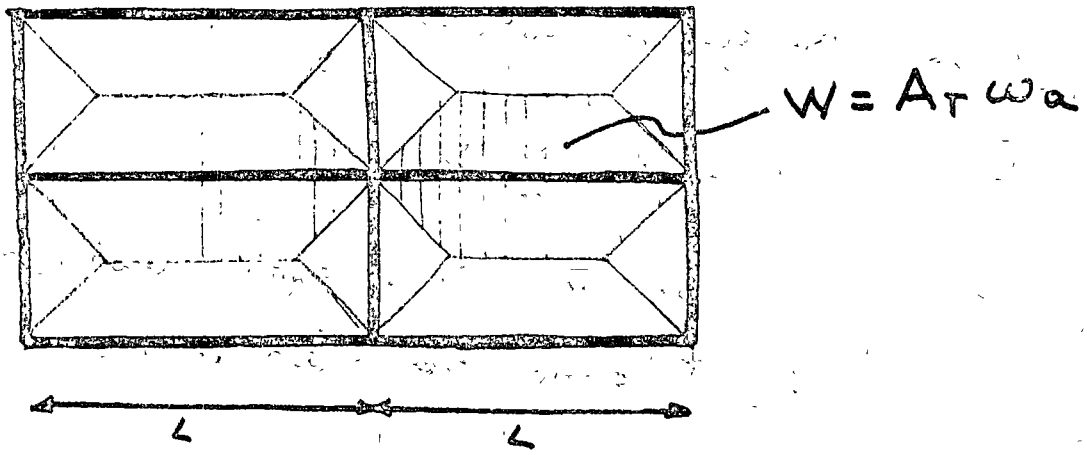
$A > d$

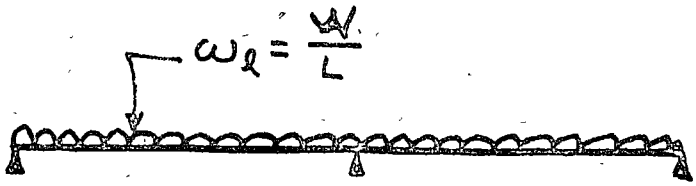


1.2) Vigas continuas monolíticas con su apoyo

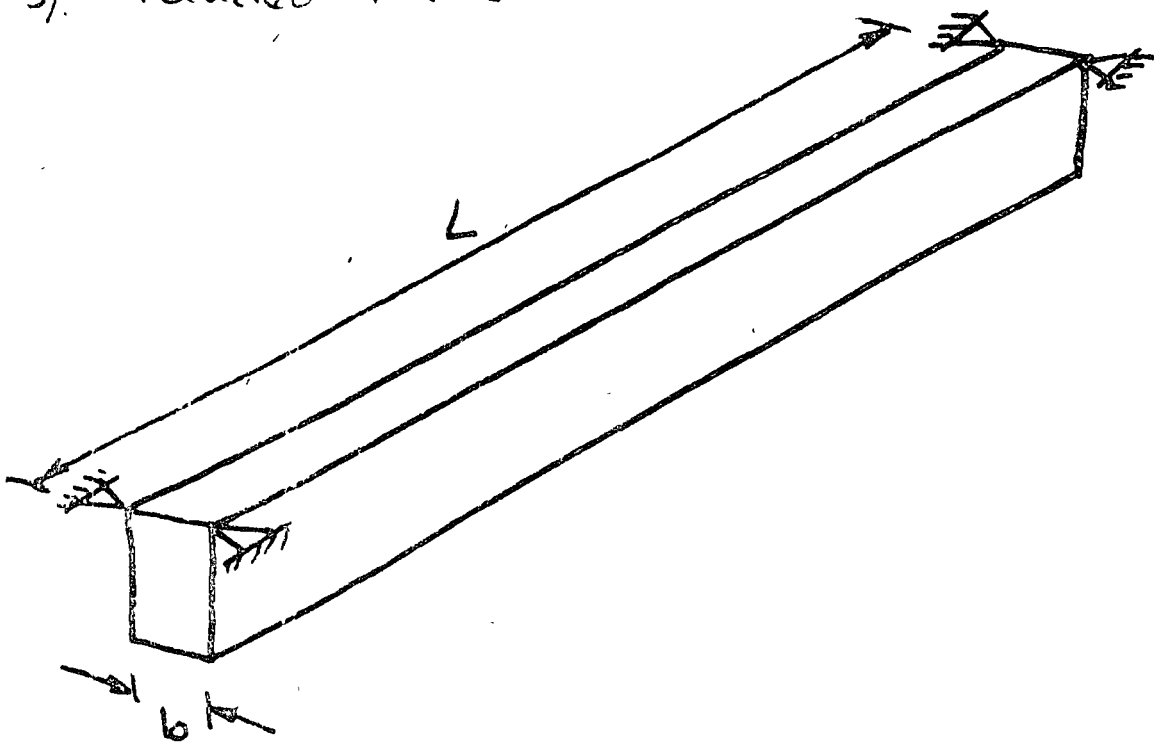


2) Carga en vigas que soportan Losas





3).- Pandeo lateral



3.1) Cuando $\frac{L}{b} > 40$

Se deben revisar los efectos de pandeo lateral

3.2) Cuando $\frac{L}{b} > 20$

No se pueden usar valores de $Q > 2$

Q : Factor de ductilidad

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL

DISEÑO DE LOSAS DE CONCRETO REFORZADO PERIMETRALMENTE APOYADAS SEGUN EL REGLAMENTO DEL D.F. 1977

Ing. Constancio Rodríguez Cabello

Septiembre, 1977

DISEÑO DE LOSAS DE CONCRETO REFORZADO PERIMETRALMENTE APOYADAS SEGUN EL REGLAMENTO DEL D.F. 1977.

I N D I C E .

DISEÑO DE LOSAS DE CONCRETO REFORZADO PERIMETRALMENTE APOYADAS SEGUN EL REGLAMENTO DEL D.F. 1977.

1. Introducción.

1.1. Definición.- Las losas de concreto reforzado son elementos estructurales en las que dos de sus dimensiones son relativamente mayores que la tercera (peralte) y por lo general son placas planas, anchas y horizontales. (Fig.1).

1.2. Solicitaciones.- Las acciones más comunes que se presentan en las losas son cargas normales a su plano; sin embargo, en ocasiones también actúan cargas contenidas en el plano de la losa. (Fig. 2).

1.3. Clasificacion de losas.- Las losas pueden clasificarse bajo diferentes aspectos, a continuación se enuncian algunos de ellos:

1.3.1. Geometría.

1.3.1.1. Losas macizas (Fig. 3).

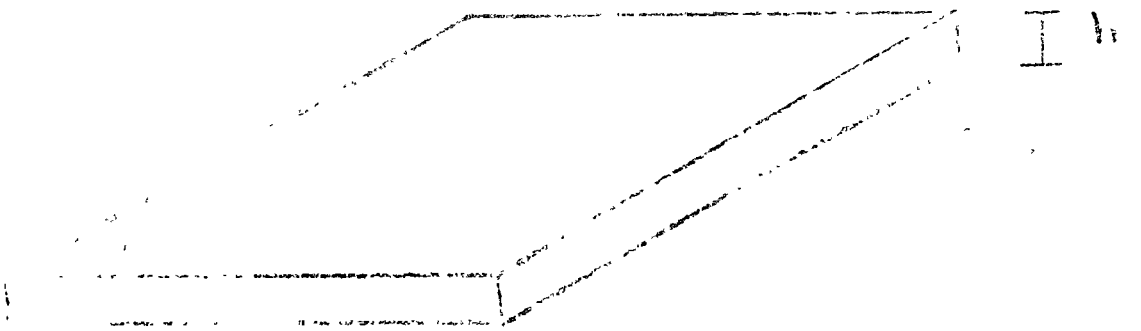


Fig (1)

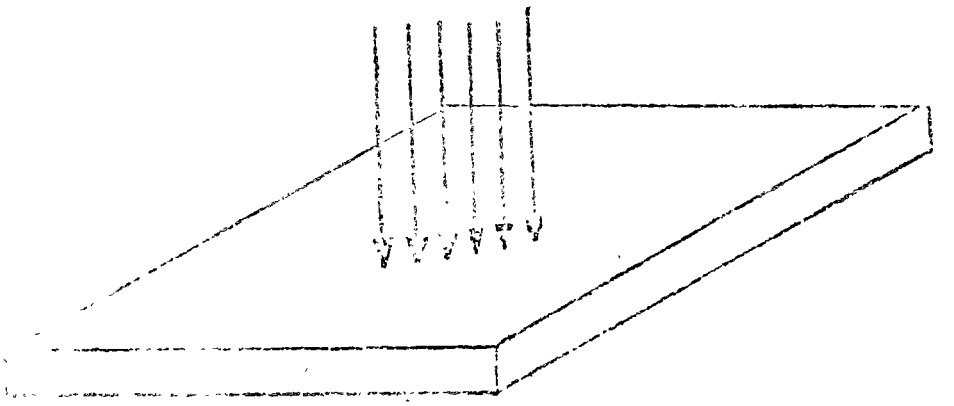
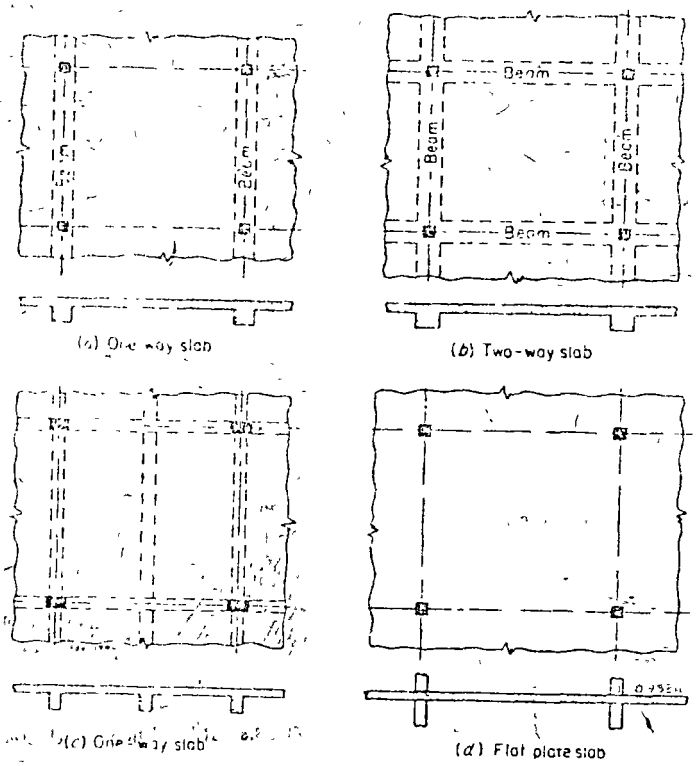


Fig (2)

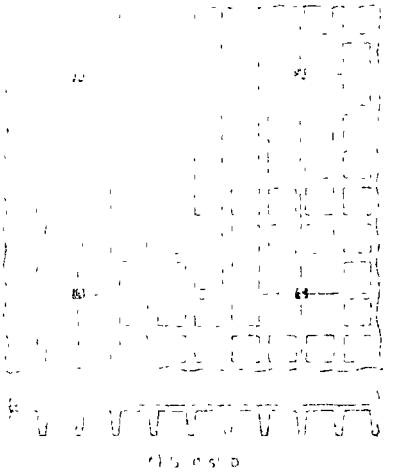
3-B



1.2.1.1. Losas macizas.

Fig (3)

3-C



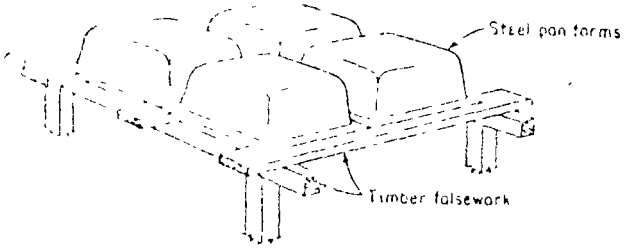
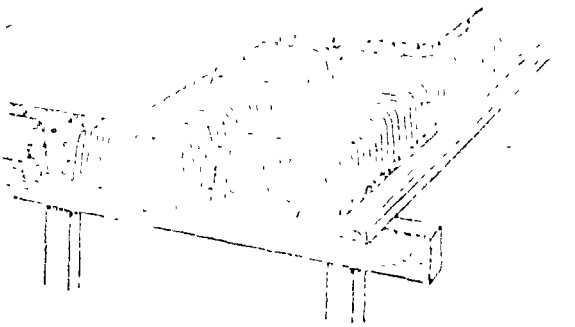
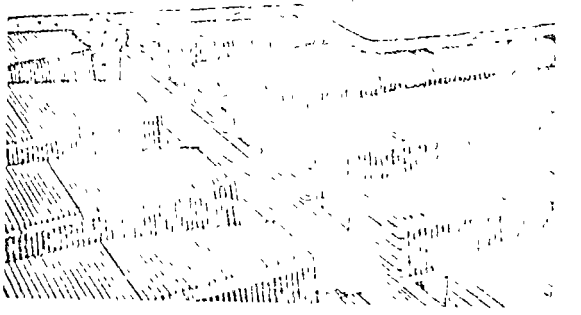


Fig. 8.13 Forms for two-way ribbed slab



(a)



(b)

Fig. 8.8 Ribbed floors with steel pans

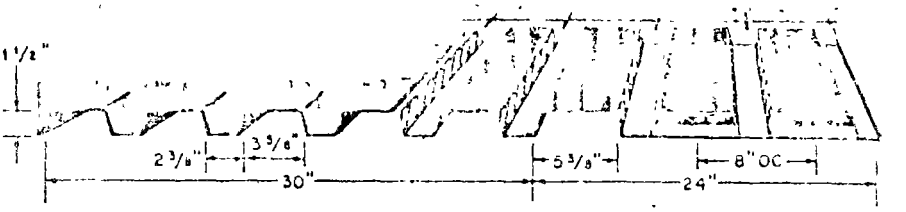
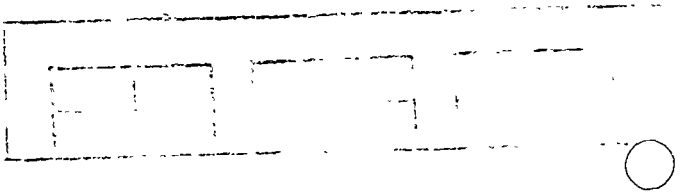


Fig. 8.7 Composite concrete slab with light-gage steel-deck reinforcing (*Courtesy Inland-Ryerson Construction Products Co.*)



1.3.1.2. Losas aligeradas (Fig. 4).

Estas losas pueden a su vez subdividirse según el tipo de aligeramiento empleado:

1.3.1.2.1. Blocks huecos.

1.3.1.2.2. Blocks de concreto ligero.

1.3.1.2.3. Tubos de cartón, etc.

1.3.2. Tipo de apoyo.

1.3.2.1. Apoyadas en trabes. Fig. 5

1.3.2.2. Apoyadas en muros. Fig. 6

1.3.2.3. Apoyadas en columnas directamente. Fig. 7

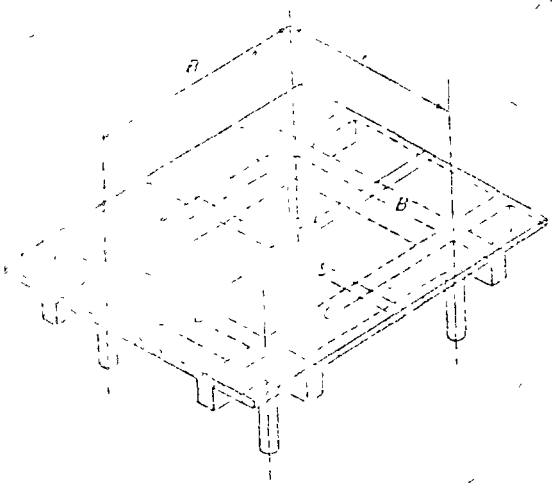
Las losas apoyadas directamente sobre columnas se les denomina losas planas y se pueden clasificar a su vez en:

1.3.2.3.1. Apoyadas en columnas con ábaco y con capitel.

1.3.2.3.2. Apoyadas en columnas sin ábaco y sin capitel.

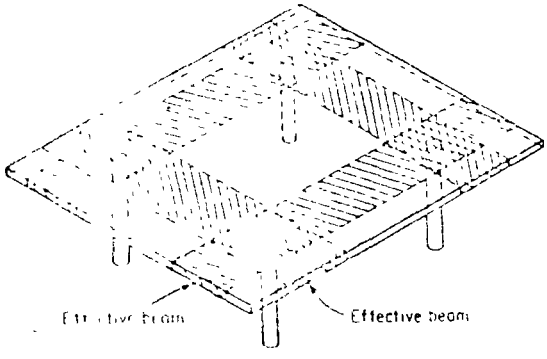
1.3.2.3.3. Apoyadas en columnas con ábaco y sin capitel.

1.3.2.3.4. Apoyadas en columnas sin ábaco y con capitel.



(a)

Fig 5



(b)

[illegible] supported two-way slabs (a) Two-way [illegible] beams and columns, (b) two-way slab without beams

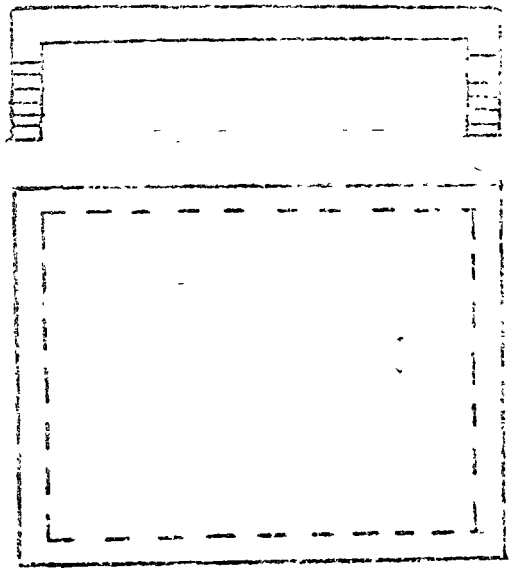
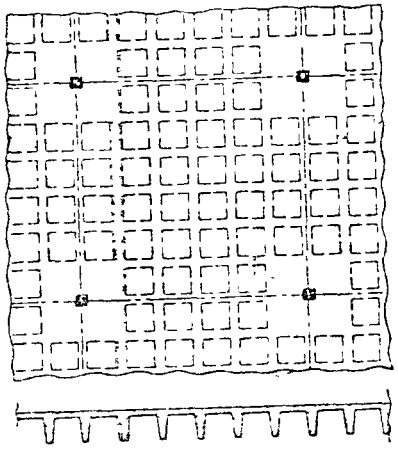
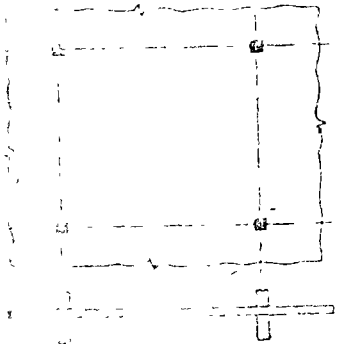


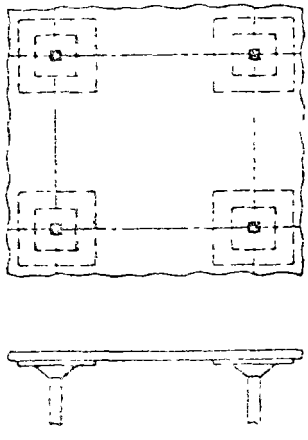
Fig 5



(f) Grid slab



(d) [illegible] slab



(e) Flat slab

Etapa OG. En esta etapa el comportamiento de la losa se puede considerar lineal y en ella el agrietamiento es tan pequeño que se puede considerar despreciable. Obsérvese que en el punto G el agrietamiento corresponde a cargas relativamente altas que corresponden a las condiciones normales de servicio.

Etapa GF. Al presentarse los primeros agrietamientos en la zona de tensión de la losa, el comportamiento del elemento deja de ser lineal, la rigidez de la losa disminuye paulatinamente debido al incremento gradual del agrietamiento. En el punto F se inicia la fluencia del acero en el centro de la losa (losa cuadrada) o donde se presentan los momentos flexionantes máximos. Obsérvese que el agrietamiento se ha continuado siguiendo las diagonales de la losa.

Etapa FR. En esta etapa el acero fluye gradualmente al irse incrementando el valor de la carga actuante. El punto R corresponde a la resistencia del elemento. En estas condiciones el agrietamiento casi alcanza las esquinas de la losa, la zona central pre--

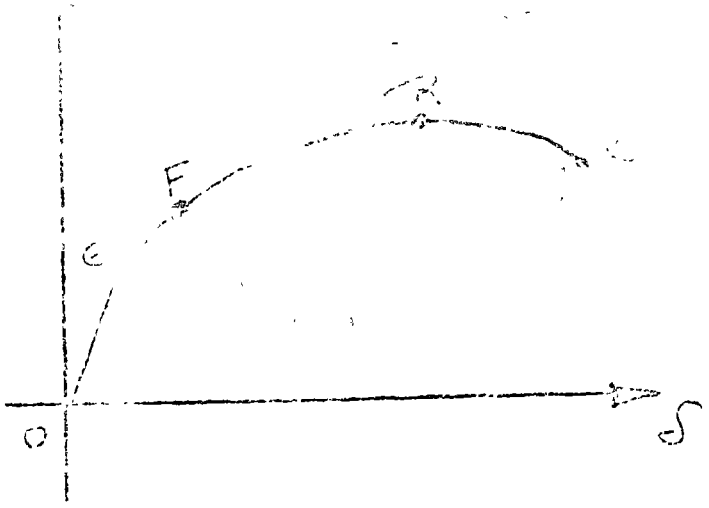
senta nuevas grietas y las originales han incre-- mentado su ancho.

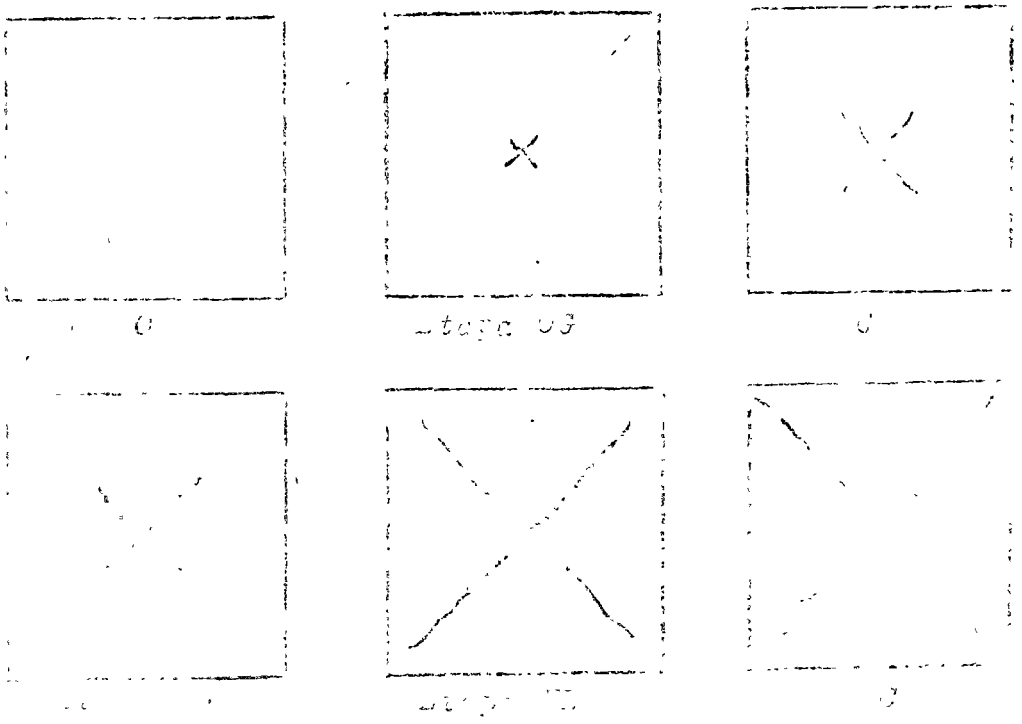
Etapa RC. Se incrementa la deformación de la losa sin aumento de la carga, el agrietamiento es muy pronunciado, en gran parte de la losa el acero está fluyendo y la abertura de las grietas originales es considerable. El punto C corresponde a la falla.

Conviene señalar que en el caso analizado, se presenta una falla por flexión. En el caso de las losas que soportan cargas concentradas o que se apoyan sobre columnas se pueden presentar fallas de penetración que son fallas por cortante. Los mo-- mentos de mayor magnitud se presentan en las diagonales de las losas.

3. Análisis de losas.

A diferencia de las losas que trabajan en un solo sentido que se pueden considerar vigas de ancho considerable y que se analizan como vigas de ancho unitario, el análisis de losas perimetralmente apoyadas es de muy dificil solu--- ción por ser estos elementos altamente hiperestáticos.


F
R
C
O
S



En losas ideales de comportamiento elástico y lineal y de material homogeneo se pueden analizar y determinar sus elementos mecánicos a partir de la teoria de la elasticidad que plantean las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones de los elementos diferenciales de losas a partir de la ecuación.

CONDICIONES DE EQUILIBRIO Y COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES DE UN ELEMENTO DIFERENCIAL DE LOSA.

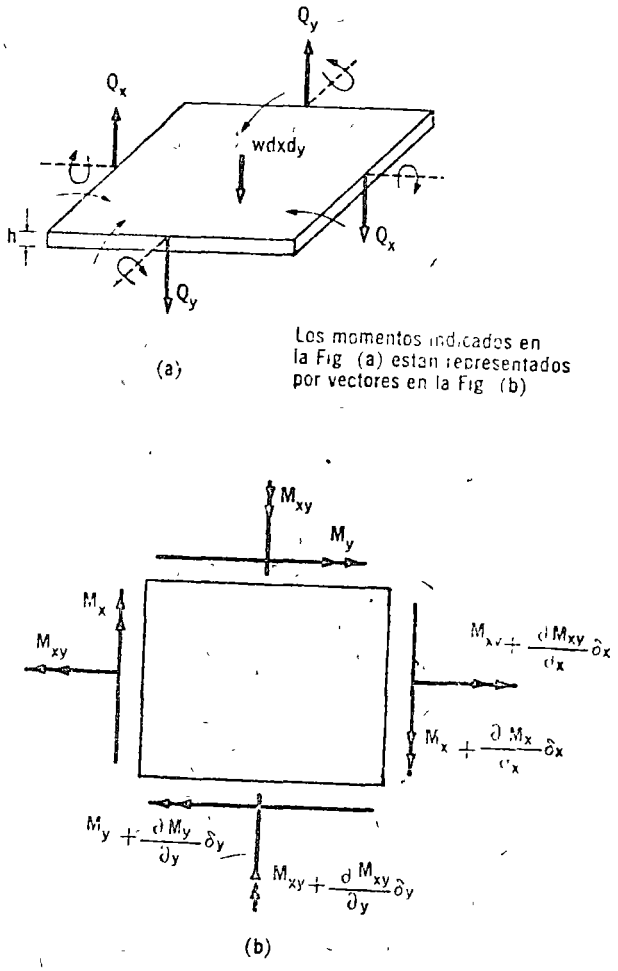


Figura [illegible] Elemento diferencial de losa

Fig 11

$$\frac{\partial^4 z}{\partial x^4} + \frac{2\partial^4 z}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 z}{\partial y^4} = \frac{\omega}{N} \quad -(1)$$

Donde:

z = Deflexión de la losa en dirección perpendicular a su plano.

x, y = Coordinados en el plano de la losa.

ω = Carga uniformemente repartida por área unitaria.

N = Rigidez de la losa expresada por la siguiente ecuación:

$$N = \frac{Eh^3}{12(1-2\mu)} \quad -(2)$$

Donde:

E = Módulo de elasticidad de material.

h = Peralte total de la losa.

μ = Coeficiente de Poisson del material.

Se deben también cumplir las condiciones de frontera.

A partir de la solución de la ecuación(1) se obtienen las acciones internas de la losa.

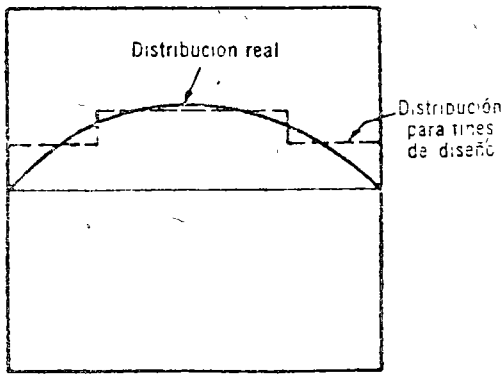
El procedimiento es bastante laborioso, sin embargo se ha empleado para obtener las soluciones de las losas más comunes. Los resultados obtenidos han sido modificados de --- acuerdo a ensayes de laboratorio y se han establecido coeficientes de diseño.

Estos coeficientes toman en cuenta los siguientes as-- pectos:

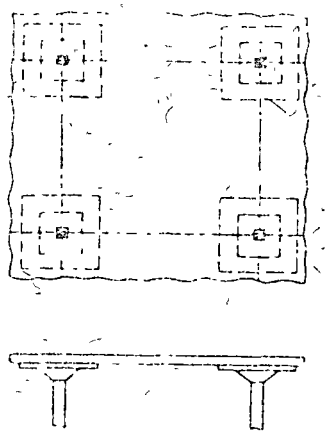
- La distribución de momentos en las losas de concreto reforzado son diferentes a las de las losas ideales debido al efecto del agrietamiento.

- Las condiciones de apoyo de las losas de concreto reforzado no corresponden a las de las losas ideales - analizadas.

- Las distribuciones de momentos flexionantes en las - losas de concreto reforzado varían a lo largo de los ejes de manera no lineal, sin embargo en este método se han considerado momentos constantes en determinadas zonas de la losa.



10-A



(a) Flat slab

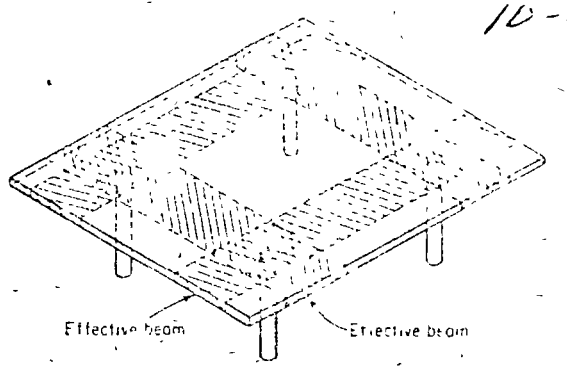


Fig 12

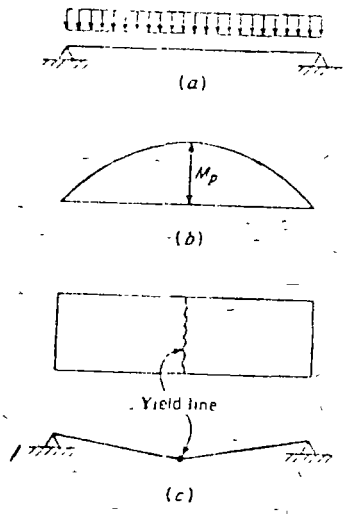


Fig. 4.22 Simply supported, uniformly loaded slab

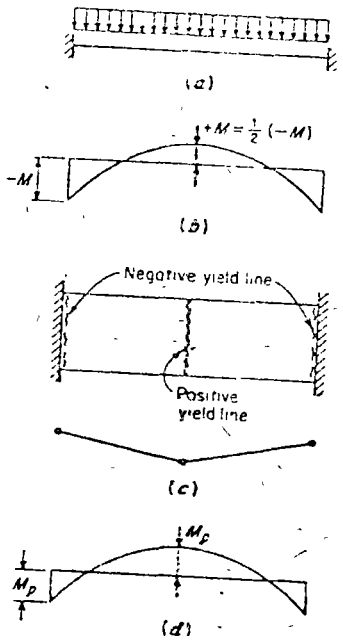


Fig. 4.23 Fixed-end, uniformly loaded slab.

Fig 13

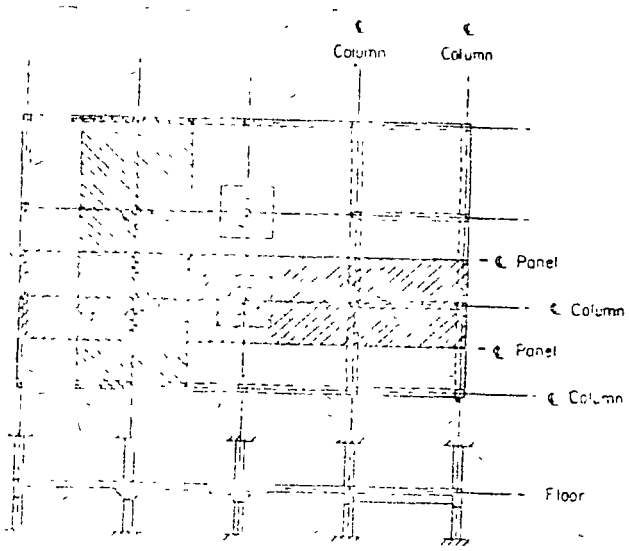


Fig. 4.11 Building idealization for equivalent-frame analysis

El método de coeficientes para analizar losas perimetralmente apoyadas definido en el Reglamento del D.F. están basadas en los trabajos realizados por Seiss y Newmark.

Las losas planas (losas que se apoyan directamente sobre columnas) se analizan considerando el trabajo en conjunto de la estructura formada por las losas y las columnas. Para el análisis de este tipo de losa se ha establecido lineamientos en las normas complementarias para el diseño de elementos de concreto reforzado del Reglamento del D.F. 1977 (losas planas). Fig. 12

Se tienen además los métodos de análisis de losas basados en la teoría de las Lineas de fluencia. Fig. 13

Existen otros métodos de análisis de losas, como son el Método directo y el Método del marco equivalente empleado por el A.C.I. 318-71. Fig. 14

4. Método de análisis de losas perimetralmente apoyadas del Reglamento del D.F. 1977.

4.1. Limitaciones.

4.1.1. Los tableros son aproximadamente rectangulares.

4.1.2. La distribución de la carga es aproximadamente uniforme en cada tablero.

$w_{med} \pm c/a$

4.1.3. Los momentos negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes difieren entre sí en una -- cantidad no mayor del 50% del menor de ellos.

Sean $M_{(-)1}$ y $M_{(-)2}$ los momentos negativos de dos tableros adyacentes.

Sea $M_{(-)2} > M_{(-)1}$

Luego $M_{(-)2} - M_{(-)1} \leq 0.50\, M_{(-)1}$.

4.1.4. La relación entre carga viva y carga muerta no es mayor de 2.5 para losas monolíticas con sus apoyos, ni mayor de 1.5 en otros casos.

Losa monolítica con sus apoyos.

$$\frac{C.V.}{C.M.} \leq 2.5$$

Losa no monolítica con sus apoyos.

$$\frac{C.V.}{C.M.} \leq 1.5$$

4.2. Procedimiento.

A continuación se presenta a título de ejemplo, un procedimiento para analizar losas perimetralmente apoyadas.

4.2.1. Definición de los tableros.- Se numeran los tableros que integran la losa para facilitar su estudio y se clasifican de acuerdo con la siguiente nomenclatura.

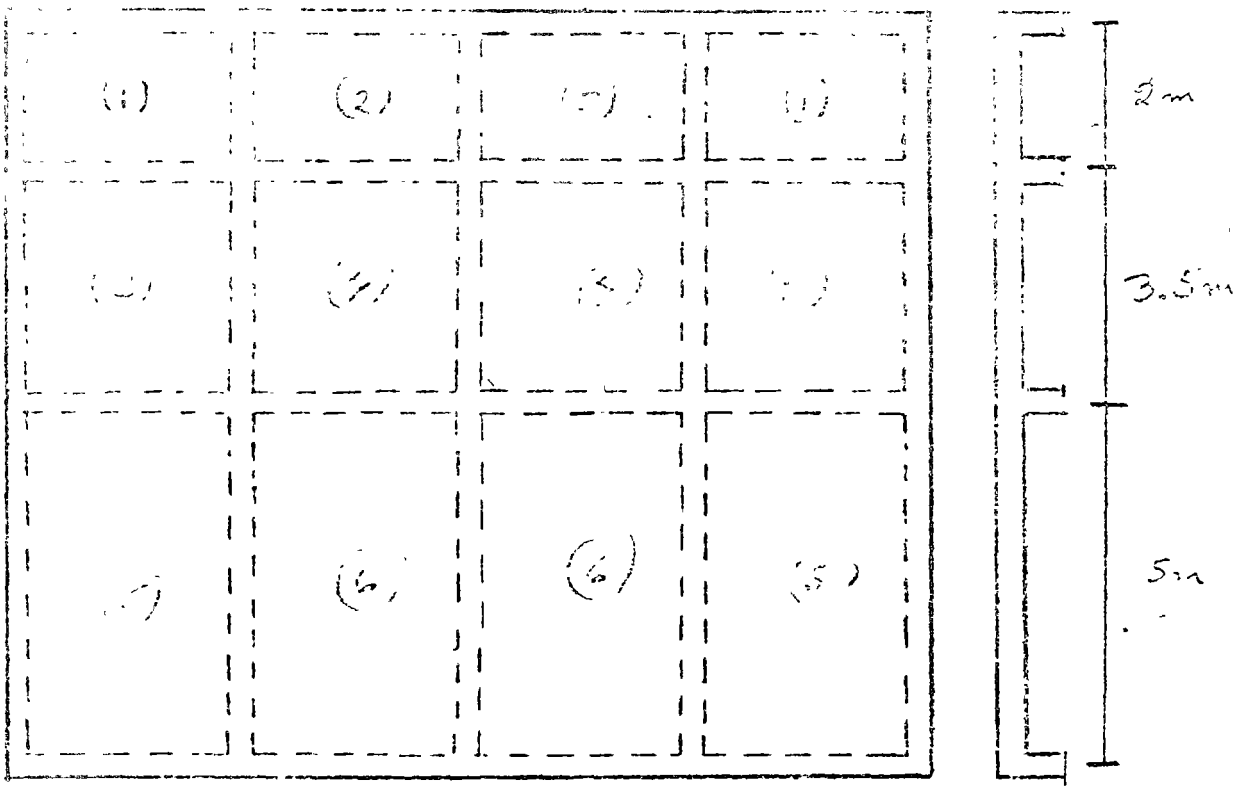
E - Tablero de esquina.

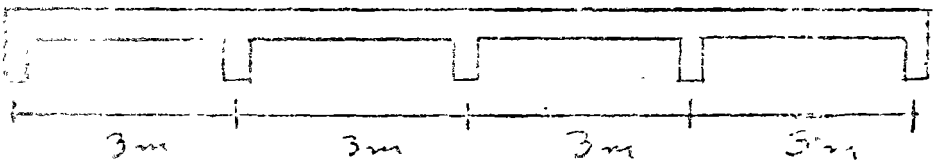
I - Tablero interior.

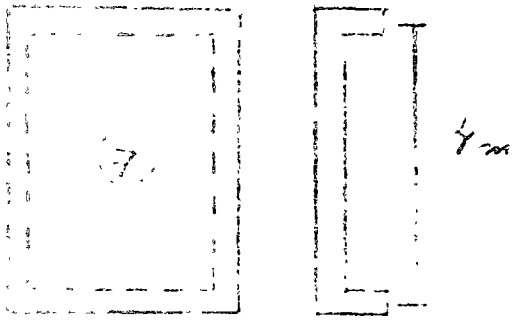
A - Tablero aislado.

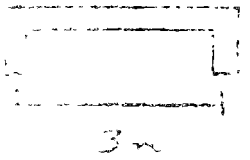
BLCD - Tablero de borde de lado corto discontinuo.

BLLD - Tablero de borde de lado largo discontinuo.









1 - E 2X3

2 - BLLD 2X3

3 - BLLD 3X3.5

4 - I 3X3.5

5 - E 3X5

6 BLCD 3.5

7 - A 3X4

Fig. 15

4.2.2. Definición del tipo de apoyo.

Se establecen dos alternativas.

Caso I.- Losas coladas monolíticamente con sus apoyos.

Caso II.- Losas no coladas monolíticamente con sus apoyos.

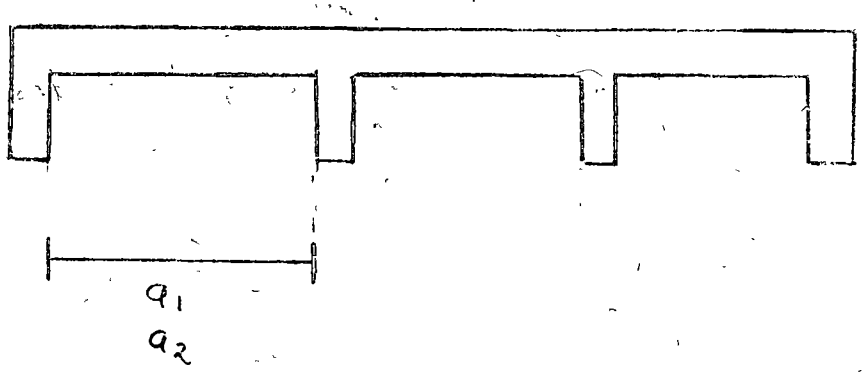
4.2.3. Determinación de los claros.

El Reglamento del D.F. 1977, establece lo siguiente:

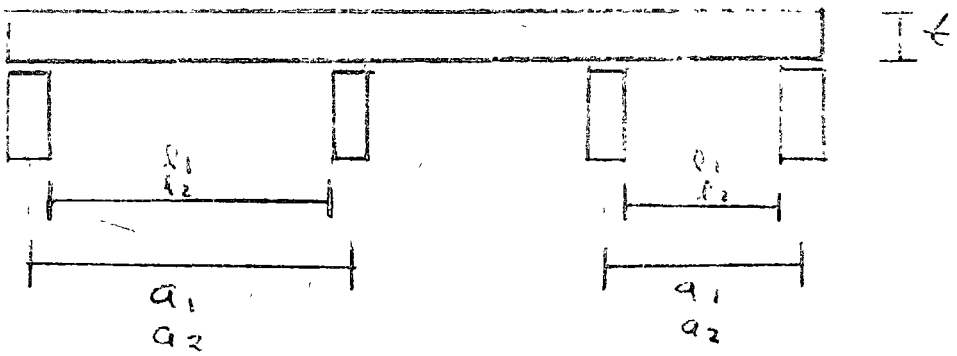
a_1 = Claro menor. $a_2 > a_1$

a_2 = Claro mayor.

- En losas coladas monolíticamente con sus apoyos (Caso I) a_1 y a_2 se toman como los claros libres entre paños interiores de vigas.



- En losas no coladas monolíticamente con sus apoyos (caso II), a_1 y a_2 se toman como los claros entre ejes pero sin exceder el claro libre más dos veces el espesor de la losa.



$a_1 \leq \ell_1 + 2t$

$a_2 \leq \ell_2 + 2t$

...d... Determinación de la carga de servicio.

Para evaluar las cargas que actúan en las losas se deberá consultar los capítulos correspondientes del Reglamento de Construcción del D.F. 1976.

7.5.4.1. Carga muerta. En el Capítulo XXIV se definen los pesos unitarios de los materiales constructivos más comunes.

Se especifica además que el peso muerto de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementa en 20 Kg/m^2. que cuando sobre la losa (colada in situ o precolado) se coloque una capa de mortero de peso normal el peso calculado de esta capa se incrementará <u>además</u> en 20 Kg/m^2.

ω_{cm}

4.2.4.2. Cargas vivas. En el Capítulo XXXVI se definen las cargas vivas que deben considerarse en el diseño de losas. En este caso se empleará la denominada ω_m

ω_{cv}

Es conveniente señalar que se deberán tomar en cuenta las observaciones anexas (de la <u>1</u> a la <u>9</u>).

$$\omega_a = \omega_{cm} + \omega_{cv}$$

En el valor de ω_{cm} debe tomarse en cuenta el peso propio de la losa; para lo cual se le supone espesor. Este se revisará posteriormente.

4.2.5. Determinación de la carga última actuante.

En el Capítulo XXIV, artículo 220, se establecen los factores de carga de acuerdo a lo siguiente:

F.C. = 1.4 Para combinaciones de acciones permanentes y variables.

F.C. = 1.5 Para combinaciones de acciones permanentes y variables cuando se tengan (normalmente) aglomeraciones considerables de personas.

De esta manera se obtiene la carga última actuante.

$$w_{ua} = F.C. \cdot w_a$$

4.2.6. Determinación del peralte efectivo mínimo.

Se puede omitir el cálculo de las deflexiones de la losa si el peralte efectivo es mayor que el indicado por la siguiente ecuación:

$$d = \frac{\text{Perímetro del tablero}}{300} \quad (3)$$

Para calcular el perímetro antes mencionado se debe considerar lo siguiente:

- *En losas coladas monolíticamente con sus apoyos, la longitud de los lados descontínuos se incrementará en 25%.*

$$a'_1 = 1.25\,a_1$$

$$a'_2 = 1.25\,a_2$$

- *En losas no coladas monolíticamente con sus apoyos la longitud de los lados discontínuos se incrementará en 50%.*

$$a'_1 = 1.50\,a_1$$

$$a'_2 = 1.50\,a_2$$

NOTAS.

(1) - En losas alargadas no es necesario tomar un peralte mayor que el que corresponde a un tablero con relación de $a_1/a_2 = 0.5$

(2) - Se deberá determinar el valor de $\bar{d}$ *con el tablero de la losa que de el perímetro mayor.*

Limitaciones.

El peralte efectivo d obtenido de la ecuación (3) es válido si el esfuerzo del acero de refuerzo de la losa en condiciones de servicio fs es menor o igual a 2000 Kg/cm^2 y la carga de servicio ω_a es menor o igual a 380 Kg/m^2.

$$f_s \leq 2000 \ Kg/cm^2 \quad \text{--(4)}$$

$$\omega_a \leq 380 \ Kg/m^2 \quad \text{--(5)}$$

El esfuerzo del acero de refuerzo (fs) en condiciones de servicio se puede considerar igual al 60% del esfuerzo de fluencia.

$$f_s \doteq 0.60 \ f_y$$

En el caso de que no se cumplan las condiciones (4) y (5) el valor del peralte efectivo obtenido de la ecuación (3) se deberá multiplicar por un factor K obtenido con la siguiente ecuación.

$$K = 0.034 \sqrt[3]{f_s \cdot \omega_a} \quad \text{--(6)}$$

Donde:

K = factor adimensional.

f_s = Esfuerzo del acero en Kg/m^2

w_a = Carga actuante en Kg/m^2

$\underline{d' = Kd}$

4.2.6. Determinación del peralte total de la losa.

El peralte total de la losa se obtiene aumentándole al peralte efectivo anterior, el recubrimiento del acero positivo.

$$h = d + r$$

h = peralte total de la losa.

r = recubrimiento.

El recubrimiento libre debe ser mayor de 1 cm o del diámetro de la varilla.

$$r \geq \begin{cases} 1\ cm \\ d_{var} \end{cases}$$

NOTA. Se tienen peraltes efectivos diferentes para momentos positivos que para momentos negativos.

Momentos positivos.- El peralte efectivo se obtiene con

$$d = h - r$$

Momento negativo.- El peralte efectivo para momento negativo se obtiene con la ecuación:

$$d = h - r - 2\,cm$$

(Artículo de dimensiones de diseño de las normas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de concreto).

4.2.7. Determinación de la relación claro corto-claro largo.

$$m = \frac{a_1}{a_2}$$

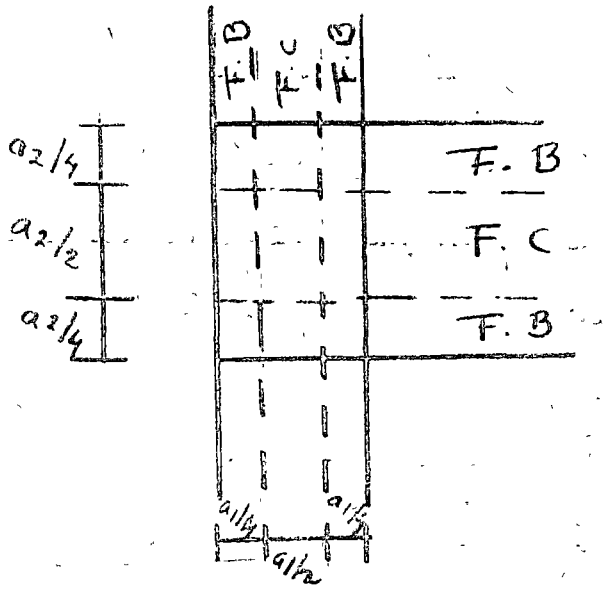
4.2.8. Subdivisión del tablero en franjas.

Cada uno de los tableros que integran la losa se subdivide en franjas, estableciéndose dos franjas extremas y una central en cada dirección.

El ancho de cada una de las franjas se define de la siguiente manera:

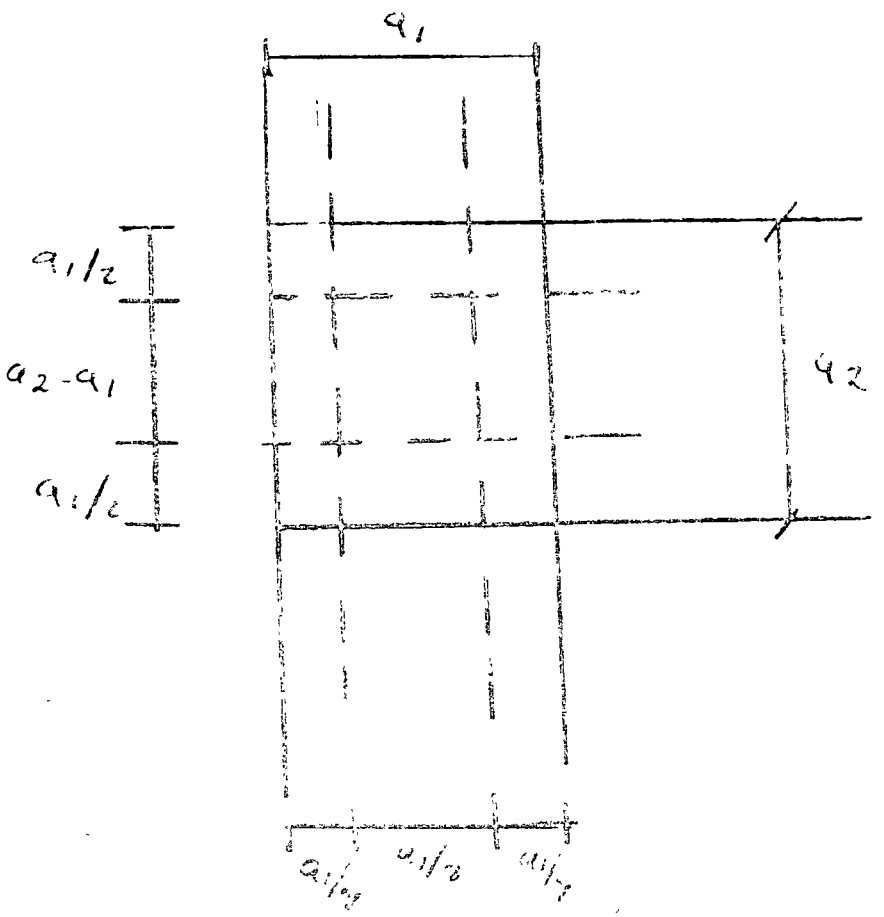
Si $m \geq 0.5$

Tipo de franja	Ancho de franja en el claro corto	Ancho de franja en el claro largo
Franja central	$a_1/2$	$a_2/2$
Franjas de borde	$a_1/4$	$a_2/4$



Si $m < 0.5$

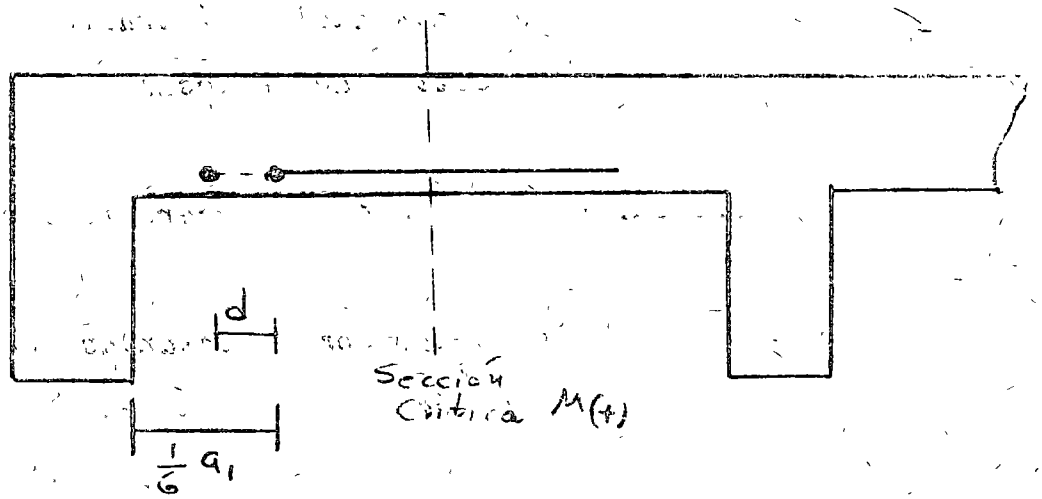
Tipo de franja	Ancho de franja en el claro corto	Ancho de franja en el claro largo
Franja central	$a_1/2$	$a_2 - a_1$
Franjas extremas	$a_1/4$	$a_1/2$



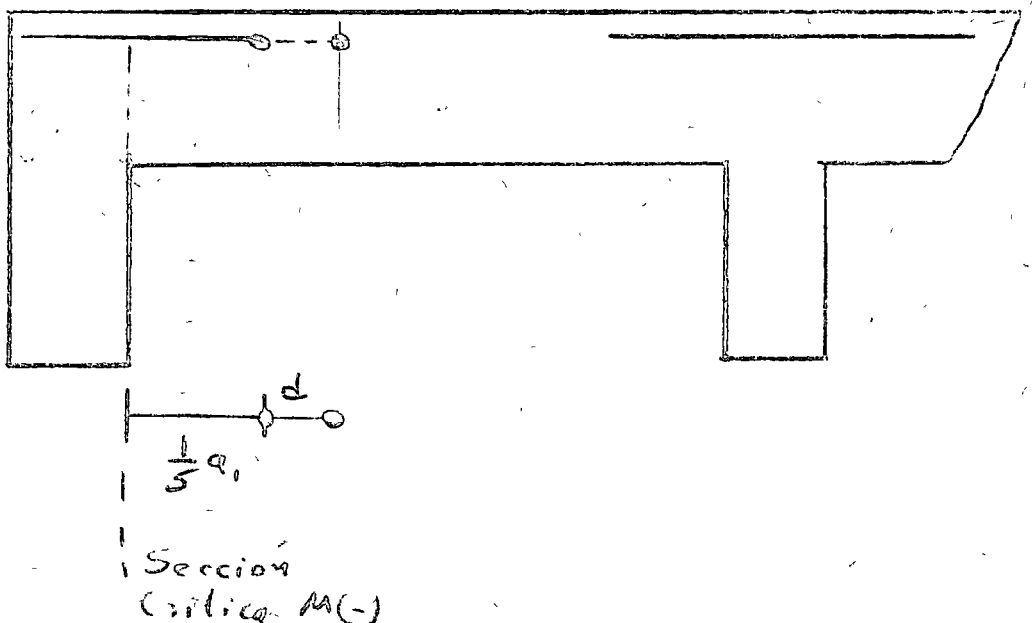
4.2.9. Determinación de las lineas de inflexión.

Con el objeto de establecer los puntos de doblez y anclaje de varillas se deben determinar las lineas de inflexión en cada tablero de acuerdo a lo siguiente:

Para momentos positivos:



Para momentos negativos:



NOTAS.

(1) Las secciones críticas son:

- Momento positivo.- En las líneas medias de los tableros.
- Momento negativo.- En los paños interiores de los apoyos.

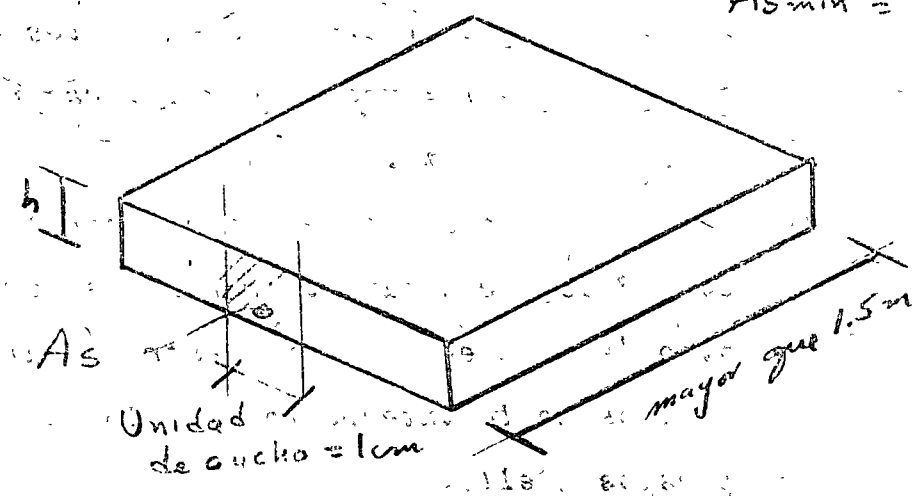
(2) Para efectos de doblez o anclaje de varillas se deberá desplazar la línea de inflexión a una distancia d (peralte efectivo de momento positivo de la losa).

4.2.10. Determinación del acero mínimo.

Las normas complementarias señalan que en toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.50 m, se debe contar con acero de refuerzo con una area no menor de lo señalado en la siguiente ecuación:

$$As\ min = \frac{450\ A\ h}{fy\ (h + 100)} \quad (7)$$

$$As_{min} = \frac{450\,h}{f_y\,(h+100)}$$



Donde:

As min = área de refuerzo colocada en la dirección que se considera (por unidad de ancho de la pieza) (cm^2/cm).

El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección.

h = Peralte total de la losa.

NOTAS.

(1) Si h es menor de 20 cm el refuerzo en cuestión puede colocarse en una sola capa.

(2) Si h es mayor o igual que 20 cm, el refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras del elemento.

(3) En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie el refuerzo no será menor de 2 As min.

(4) Por simplicidad, en vez de emplear la ecuación 7 se puede suministrar un refuerzo mínimo de 0.2% en elementos estructurales protegidos de la intemperie, de 0.4% en los expuestos a ella.

(5) La separación del refuerzo por cambios volumétricos no excederá de 50 cm ni de 3.5 h.

(6) En la proximidad de cargas concentradas superiores a una tonelada, la separación del refuerzo no debe exceder de 2.5 d, donde d es el peralte efectivo.

Obtenida el área de acero mínima (As min) se determina la separación máxima por área de acero mínima.

$$S_{máx} = \frac{100\ a_s}{A_{s\,min}} = \left\{ \begin{array}{l} 50\ cm \\ 3.5\ h \end{array} \right.$$

as = área de la varilla empleada.

4.2.11. Determinación de los esfuerzos reducidos.

a) Determinación de f_c^*

$$f_c^* = 0.80 f'_c$$

b) Determinación de f''_c

Si $f_c^* \leq 250 \, kg/cm^2$ $\quad f''_c = 0.85 f_c^*$

Si $f_c^* > 250 \, kg/cm^2$ $\quad f''_c = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250}\right) f_c^*$

4.2.12. Determinación del área de acero máxima.

Es necesario revisar que la losa sea un elemento subreforzado y por ello se determina el porcentaje de acero máximo permitido de acuerdo con las normas complementarias.

$$P_{max} = P_b$$

Donde: $$P_b = \frac{f''_c}{f_y} \times \frac{4800}{f_y + 6000} \quad -(8)$$

4.2.13. Revisión por flexión del peralte supuesto por deflexiones permitidas.

Con el objeto de evitar trabajo inecesario, es aconsejable revisar la sección crítica por --- flexión y determinar si el acero requerido en ella es menor que el correspondiente al porcentaje balanceado.

a) De la tabla de coeficientes y a partir de - los siguientes datos (tipo de tablero, caso I o II y m) se determina cual es el coefi-- ciente máximo que se presenta en cada uno de los tableros. C max.

b) Se determina $M_{ua(máx)} = C_{max} \times (\bar{w}) a_1^2$

Donde

a_1 - En m

w_{ua} - En kg/m

M_{ua} -- En kg·m/m.

c) Se determina q

$$q = \frac{M_{ua}}{F_R\, b d^2 f''_c} \quad \text{--- (9)}$$

d) En la gráfica correspondiente se obtiene el índice de refuerzo (w)

30-A

TABLA 4.1

COEFICIENTES DE MOMENTOS PARA TABLEROS RECTANGULARES, FRANJAS CENTRALES

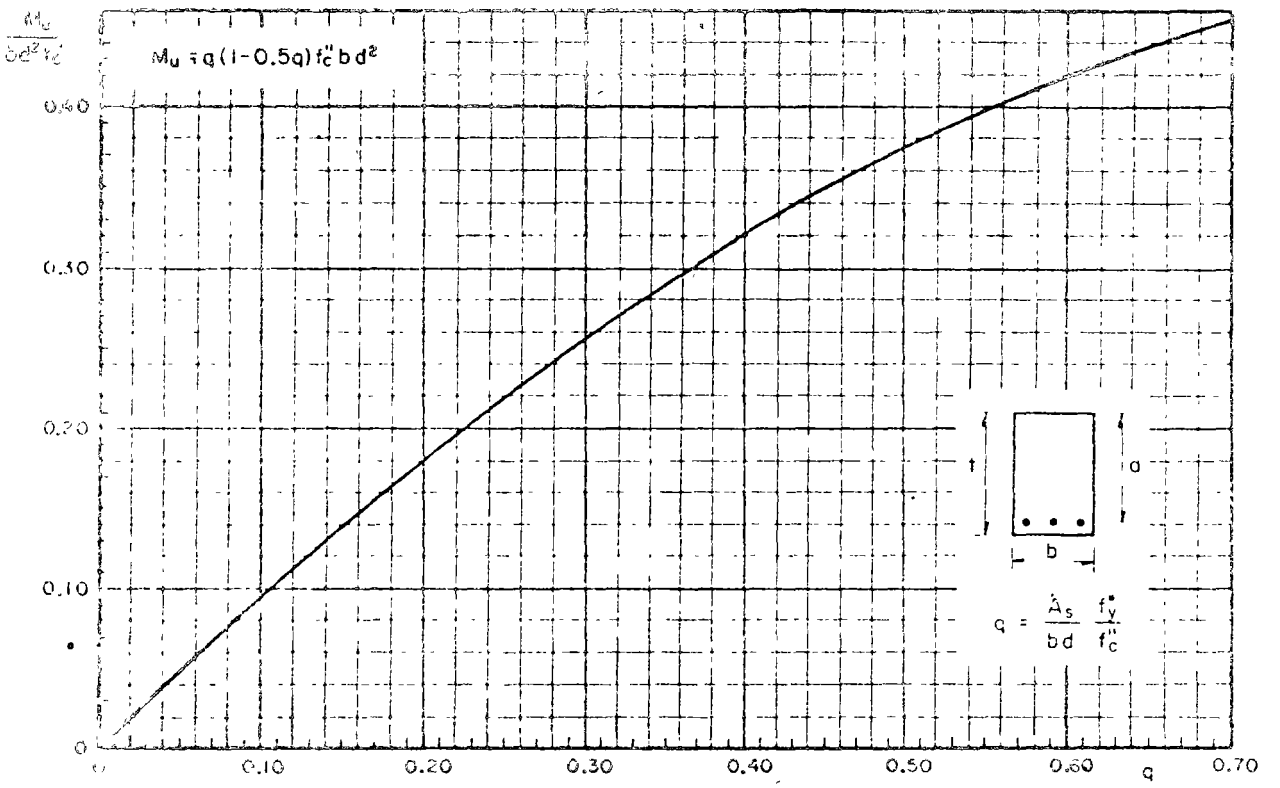
Para las franjas extremas multiplíquense los coeficientes por 0.60

Tablero	Momento	Claro	Relación de lados corto a largo, $m = a_1/a_2$													
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0	
			I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
Interior	Neg. en bordes	corto	993	1010	553	565	492	479	400	408	361	337	333	309	269	292
Todos los	interiores	largo	516	544	452	451	371	412	371	3[illegible]3	347	361	320	330	260	292
bordes	positivo	corto	630	668	317	322	259	276	200	226	192	197	159	164	126	130
continuos		largo	175	181	139	144	134	139	130	135	126	133	127	131	126	130
Un borde	Neg. en bordes	corto	978	1018	568	594	506	533	451	478	403	431	357	388	315	345
Un lado	interiores	largo	516	544	452	451	371	412	372	392	350	369	326	341	297	311
corto	Neg. en bordes dis.	largo	376	0	252	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
discontinuo	positivo	corto	630	663	322	354	292	326	240	261	202	219	167	181	133	[illegible]
		largo	179	187	142	149	137	143	133	140	131	137	129	136	129	135
Un borde	Neg. en bordes	corto	1060	1143	583	624	514	546	453	431	397	420	346	364	297	311
Un lado	interiores	largo	587	687	465	545	442	513	411	470	379	426	347	384	315	345
largo	Neg. en bordes dis.	corto	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0
discontinuo	positivo	corto	751	912	304	356	285	312	241	263	202	218	164	175	129	133
		largo	195	200	147	153	142	153	133	149	135	146	134	145	133	144
Dos opuestos	Neg. en bordes	corto	1060	1143	593	635	530	562	471	520	419	464	371	412	324	364
Dos lados	interiores	largo	600	713	475	[illegible]	455	54[illegible]	42[illegible]	506	394	457	360	410	324	364
adyacentes	Neg. en bordes dis-	corto	651	0	362	0	321	0	277	0	230	0	219	0	190	0
discontinuos	continuos	largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
	positivo	corto	751	912	358	410	306	354	259	298	216	247	176	199	137	153
		largo	191	212	152	158	146	163	142	158	140	156	138	154	137	153
Aislado	Neg. en bordes	corto	570	0	550	0	530	0	470	0	430	0	380	0	330	0
cuatro	discontinuos	largo	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0
lados dis-	positivo	corto	1100	1670	830	1330	800	1330	720	1190	640	1070	570	950	500	830
continuos		largo	200	250	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830

Caso I losa colada monolíticamente con sus apoyos
Caso II losa no colada monolíticamente con sus apoyos
Los coeficientes multiplicados por $10^{-4}\ wa_1^2$ dan momentos por unidad de ancho

Para el caso I, a_1 y a_2 pueden tomarse como los claros libres entre paños de vigas; para el caso II se tomarán como los claros entre ejes, pero sin exceder el claro libre más dos veces el espesor de la losa.

MOMENTOS RESISTENTES DE SECCIONES RECTANGULARES PARA $q \leq q_b$



e) Se obtiene el porcentaje de acero de refuerzo.

$$p = \frac{\omega f''_c}{f_y}$$

f) Se compara p con p max y se presentan dos posibles alternativas.

1a. alternativa.

$p \leq p_{max}$ = h está correcto

2a. alternativa.

$p > p_{max}$ - Se requiere incrementar h

4.2.14. Revisión por cortante del peralte.

El método propuesto por las normas complementarias señala que la fuerza cortante máxima debido a cargas uniformemente distribuidas se puede determinar mediante la siguiente ecuación:

$$V_{uca} = \frac{(0.5a_1 - d)\,w_{uca}}{1 + \left(\frac{a_1}{a_2}\right)^6} \qquad (10)$$

NOTA.

(1) Cuando el tablero tiene bordes discontínuos

El valor obtenido en la ecuacion 10 se debe incrementar en un 15%.

$Vua' = 1.15\ Vua$

En esta etapa se sugiere el siguiente procedimiento:

a) Determinar Vua de acuerdo con la ecuación 10.

b) Determinar VuR mediante la siguiente ecuación:

$$V_{uR} = 0.5 F_R\, b d \sqrt{f'_c} \qquad (11)$$

Donde: b = 100 cm

c) Se comparan Vua y VuR.

1a. Alternativa.

$Vua \leq VuR$ El peralte h está correcto.

$Vua > VuR$ Se requiere incrementar el peralte h supuesto.

4.2.15. Determinación de los valores requeridos en la obtención de los momentos en los tableros.

Tablero	(1)	(2)	....	(n)
Tipo de Tablero				
a_1				
$m = a_1/a_2$				
w_{ua}				
$w_{ua} \times 10 \times a_1^2$				

4.2.16. Obtención de los coeficientes de la tabla de momentos.

A partir de los siguientes datos, se obtienen los coeficientes.

a) Tipo de caso (I) o (II)

b) Relación m

c) Tipo de tablero.

Se determinan los coeficientes de los diferentes momentos que se presentan en las franjas centrales de cada uno de los tableros.

NOTA.- Los coeficientes de las franjas extremas se obtienen multiplicando los coeficientes anteriores por 0.6.

4.4.17. Tabla de momentos y aceros de refuerzo.

A continuación se llenan casilleros de la tabla anexa, los renglones corresponden a cada uno de los tableros diferentes de la losa.

Columnas.

(1) Número del tablero. (1), (2) (m)

(2) Tipo de tablero. B, D

(3) Momentos que se presentan en el tablero.

(4) Claros (corto y largo).

(5) Coeficientes. C

(6) Momento último actuante. M_{ua}

(7) Momentos equilibrados. $M_{ua}e$

(8) γ.

(9) Indice de refuerzo. ω

(10) Porcentaje de acero requerido. ρ

(11) Area de acero. A_s

(12) Separación requerida. S

(13) Separación teórica final. S_f

NOTA.- La separación teórica final se obtiene al comparar la requerida con la máxima especificada en el inciso 4.2.10.

4.2.18. Distribución de momentos en tableros adyacentes.

Cuando los momentos obtenidos en el borde común de dos tableros adyacentes sean distintos, se distribuirán de la siguiente manera:

a) Se obtiene el momento que se distribuye de la siguiente manera:

- En losas coladas monolíticamente con sus apoyos.

$$M_{dist} = \frac{2}{3} M_{desbal} = \frac{2}{3}\left[(M_{(-)})_{mayor} - (M_{(-)})_{menor}\right]$$

				(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(2			
						Fuec						

- En losas no coladas monolíticamente con sus apoyos.

$$M_{dist} = M_{desg} = \left[M_{(-)max} - M_{(-)min} \right]$$

b) Se distribuye el momento antes obtenido de acuerdo a la rigidez de cada uno de los tableros.

NOTA.- La rigidez del tablero se considera proporcional a la relación $d\ 3/a_1$

En que:

d = peralte efectivo del tablero.

a_1 = claro menor del tablero.

4.2.19. Cargas de muros.

Los efectos de cargas lineales debidas a muros paralelos a los lados de los tableros que se apoyan sobre una losa, pueden tomarse en cuenta como cargas uniformemente repartidas equivalentes.

La carga equivalente se adiciona a la correspondiente a carga uniformemente repartida obtenida en el inciso 4.2.5.

Esta carga equivalente se obtiene dividiendo el peso del muro entre el área del tablero en cuestión y multiplicando este valor por el factor K obtenido de la tabla adjunta. Además debe de multiplicarse por el factor de carga empleado (4.2.5).

$$W_{eq_m} = F.C. \frac{P}{A} \times K.$$

$m = a_1/a_2$	0.5	0.8	1.0
Muro paralelo al lado corto	1.3	1.5	1.4
Muro paralelo al lado largo	1.8	1.7	1.6

NOTAS.

(1) Los factores K se pueden emplear cuando -- la relación de carga lineal a carga total es menor de 0.5

$$\frac{\omega_{uam}}{\omega_{ua}} \leq 0.5$$

(2) Se pueden interpolar linealmente los valores tabulados.

4.2.20. Cargas concentradas.

Cuando en los tableros se presentan cargas concentradas y éstas se localizan en la zona definida por la interacción de las franjas centrales, la suma de los momentos resistentes por - unidad de ancho (positivo y negativo) se incrementarán en cada dirección paralela a los bordes en una cantidad C en todos los puntos del tablero.

$$C = \frac{P}{2\pi}\left(1 - \frac{2r}{3R}\right)$$

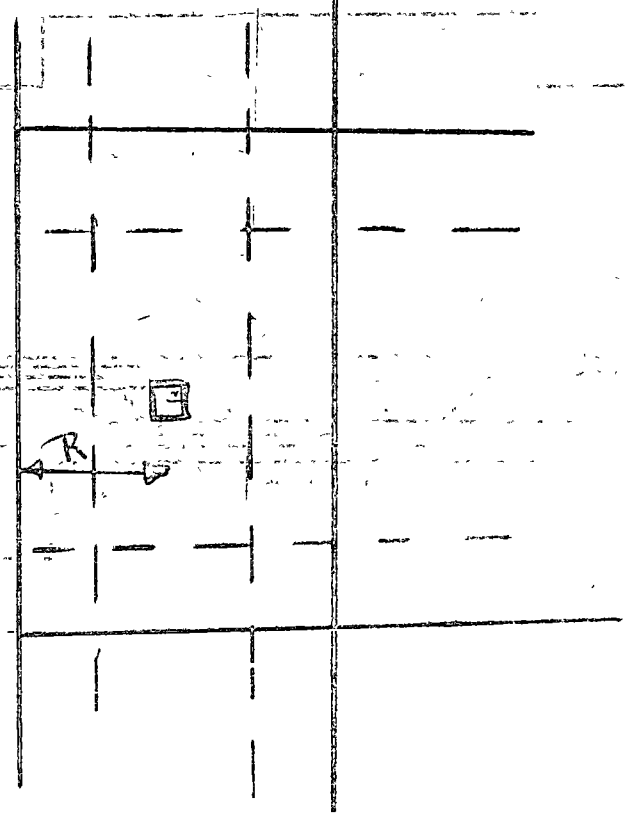
Donde:

P = Carga concentrada en kg.

r = Radio del círculo de igual área a la de aplicación de la carga.

R = Distancia del centro de carga al borde más próximo a ella.

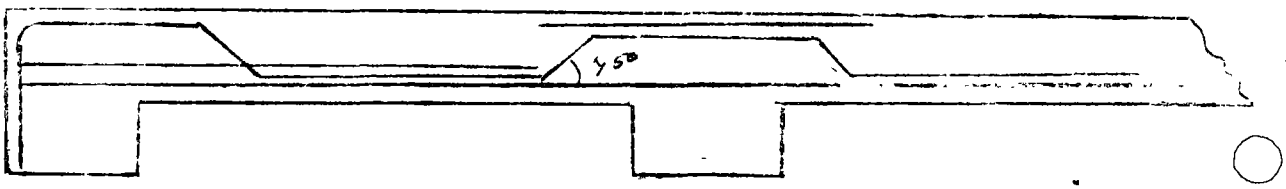
En el caso de cargas concentradas se deberá revisar la tensión diagonal alrededor de la carga como se especifica en el inciso 2.1.5 de las normas complementarias de concreto reforzado.

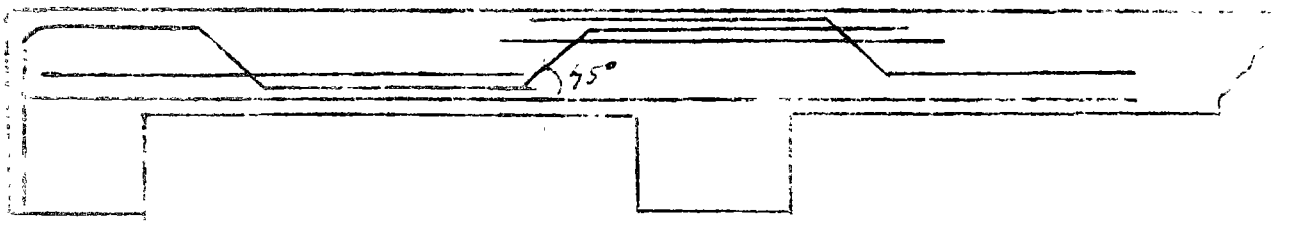


4.2.21. Detalles de armado.

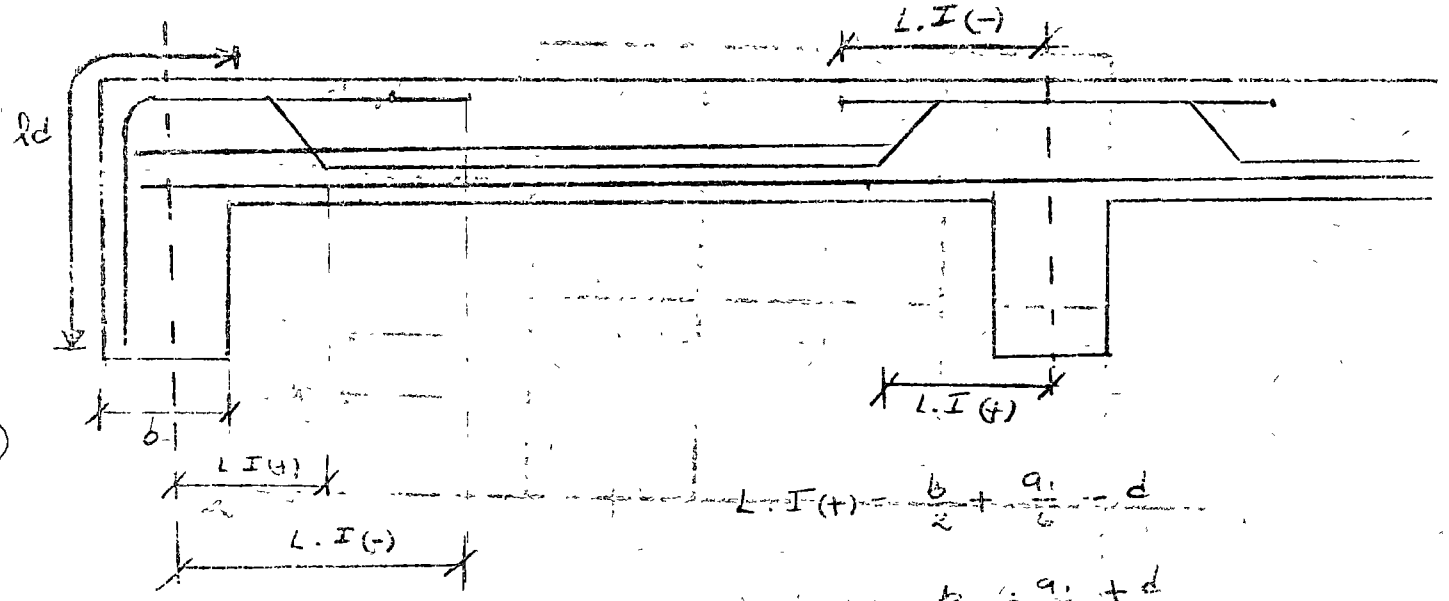
a) Selección del tipo de armado.

Se presentan dos alternativas para armar tableros de losa.





b) Determinación de las lineas de inflexión a partir del eje de las vigas o cadena.



$$L.I(+) = \frac{b}{2} + \frac{a_1}{5} + d$$

$$L.I(-) = \frac{b}{2} + \frac{a_1}{5} + d$$

$$ld = 0.06 \frac{a_s f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.006 d_b f_y$$

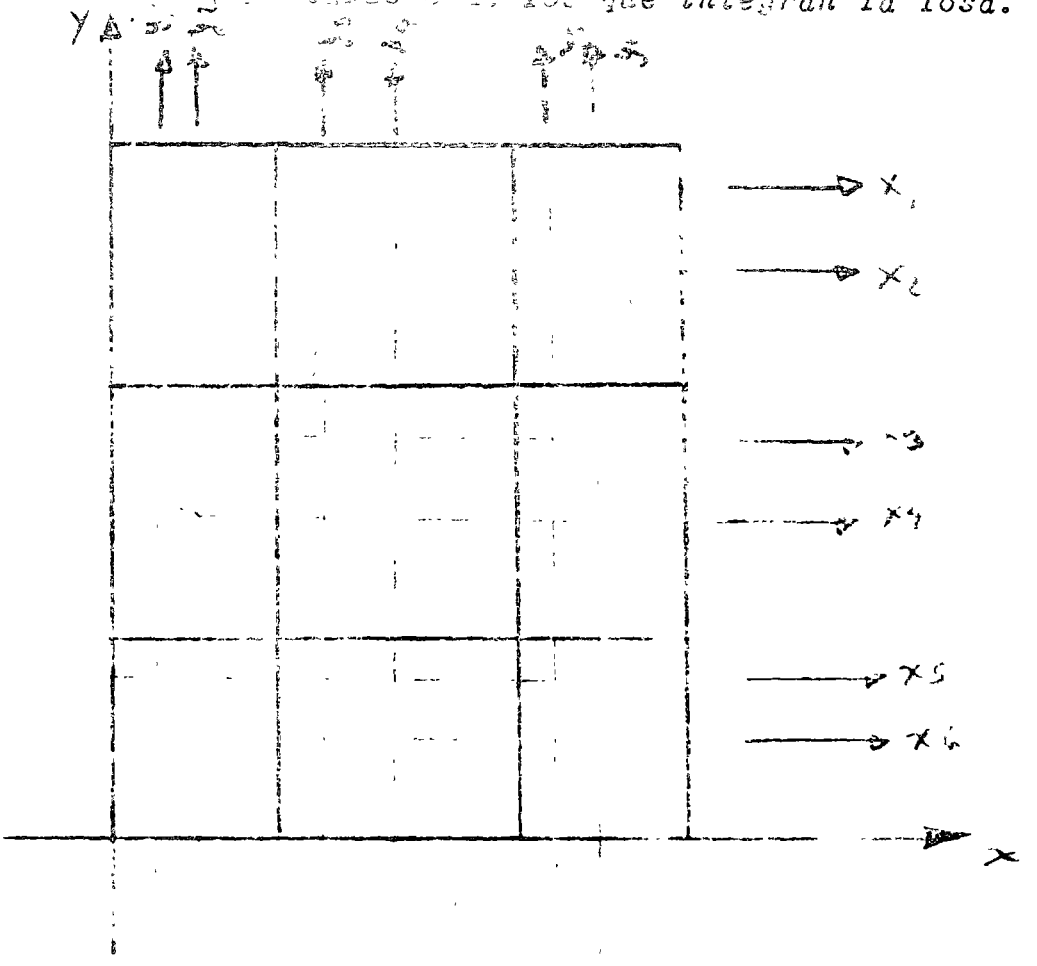
Donde:

b = *Ancho de viga.*

a_1 = *Claro corto del tablero.*

ld = *Longitud de desarrollo.*

c) Determinación del croquis de armado de cada tablero de los que integran la losa.



Eje Y - Franja central.

Eje X - Franjas extremas.

Eje Y - Franja central.

Eje Y - Franjas extremas.

FUERZA CORTANTE EN

MIEMBROS DE CONCRETO REFORZADO

SEGUN EL REGLAMENTO DEL D.F. 1977

I N D I C E .

FUERZA CORTANTE EN MIEMBROS DE CONCRETO REFORZADO SEGUN EL REGLAMENTO DEL D.F. 1977.

1. INTRODUCCION.

Las estructuras al estar sometidas a los efectos de -- agentes externos (acciones permanentes, acciones eventuales y acciones accidentales) presentan diferentes respuestas -- (deformaciones, agrietamientos, vibraciones, etc.)

Al diseñar estructuras es de importancia básica cono-- cer su comportamiento. Este comportamiento dependerá tanto de los valores de las acciones externas que se presentan durante sus etapas de carga como de sus características geométricas, restricciones definidas por sus apoyos y de los materiales que los constituyen.

Para determinar el comportamiento de las estructuras se pueden emplear modelos físicos que permiten conocer las respuestas de la estructura ante diferentes agentes exter-- nos; sin embargo, este procedimiento es muy costoso y de difícil realización.

El procedimiento más empleado para conocer el comportamiento de las estructuras es el que recurre al empleo de --

métodos de análisis elástico que permiten obtener los diagramas de los elementos mecánicos o acciones internas que se presentan en cada uno de los elementos que integran la estructura. Conocidos los elementos mecánicos es factible determinar teóricamente y mediante el empleo de hipótesis simplificatorias el comportamiento de la estructura.

Las acciones internas que se pueden presentar en los elementos estructurales son: Momento flexionante, fuerza cortante, fuerza normal y momento torsionante.

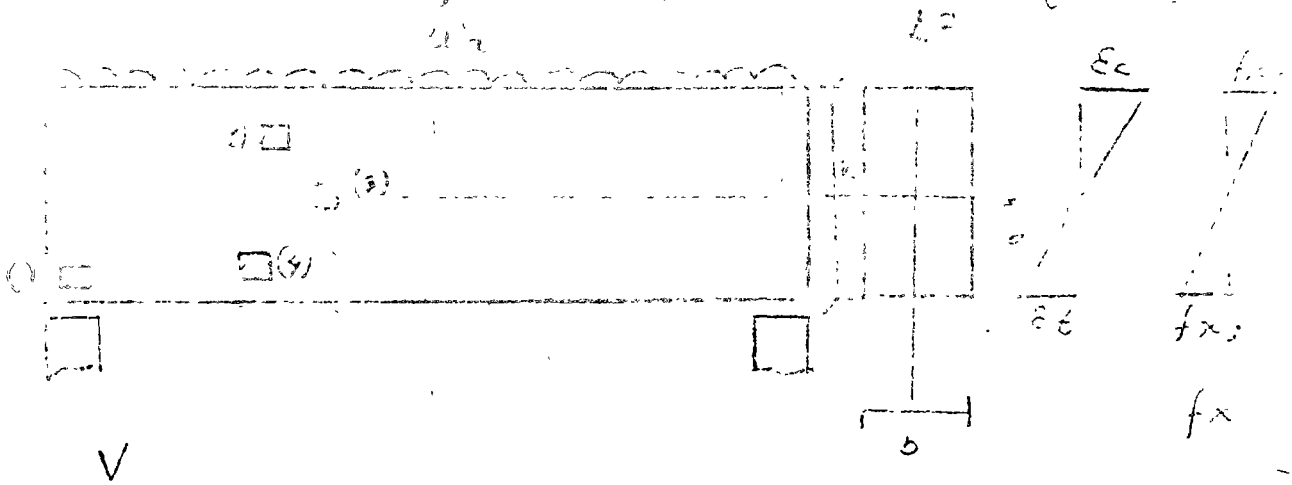
En este capítulo se estudia le referente a fuerza cortante actuando en miembros de concreto reforzado.

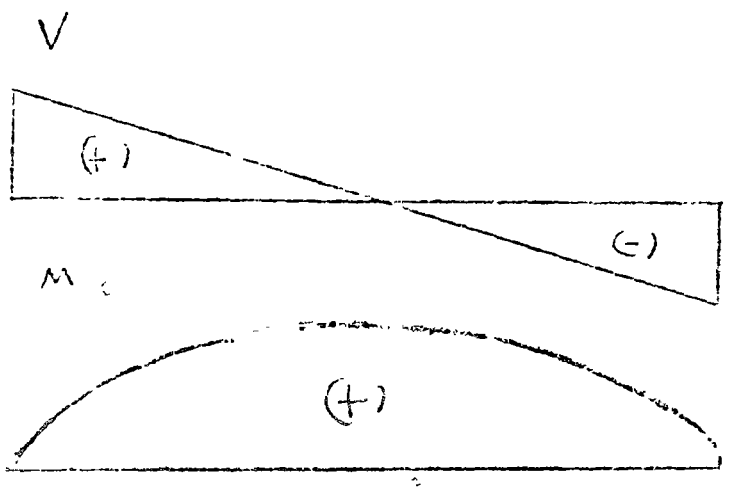
Se puede considerar que existen dos tipos de esfuerzo cortante, el denominado directo que es el que se presenta en el caso de ménsulas y en planos de unión entre vigas prefabricadas y losas coladas in situ y el producido por la flexión. En esta parte se estudiará el producido por la flexión de las piezas.

Si analizamos el comportamiento de un miembro de concreto sometido a la acción de cargas de baja intensidad que

le producen momento flexionante y fuerza cortante se observará que antes de la aparición de las primeras grietas de flexión, el comportamiento del concreto se asemeja al de un material homogéneo y elástico. En este rango es factible determinar los esfuerzos que se presentan en las partículas que lo integran mediante ecuaciones correspondientes a los materiales de comportamiento elástico y lineal

Fig. (1)

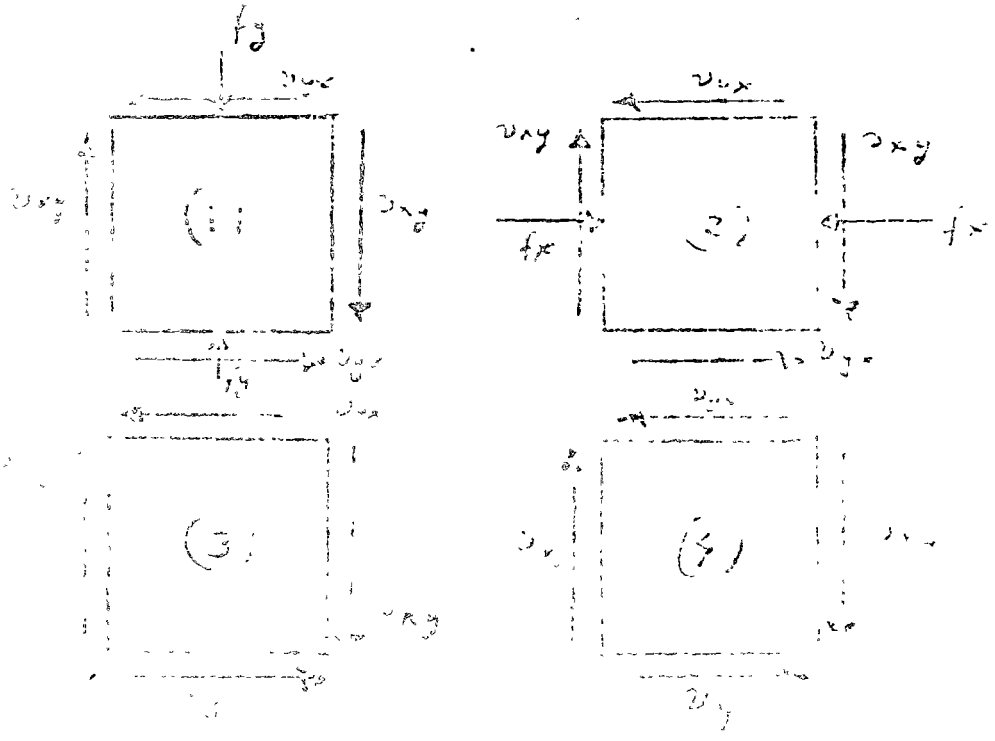




$$f_x = \frac{M}{I}\,y$$

$$v_{xy} = v_{yx} = \frac{VQ}{Ib}$$

Fig (1)



De esta manera el esfuerzo normal en la dirección del eje longitudinal "X" se obtiene mediante la fórmula de la escuadría y la distribución de esfuerzos en la sección transversal es lineal.

$$f_x = \frac{M_x}{I} y$$

En regiones cercanas a los apoyos (a cargas concentradas) se presentan esfuerzos normales en el sentido del eje y (f_y).

$$f_y$$

Existen además esfuerzos cortantes en cada uno de los planos de las partículas (v_{xy} y v_{yx}) normales entre sí. Estos esfuerzos se muestran en la Fig. (2) y se evaluan mediante la ecuación:

$$v_{xy} = v_{yx} = \frac{VQ}{Ib}$$

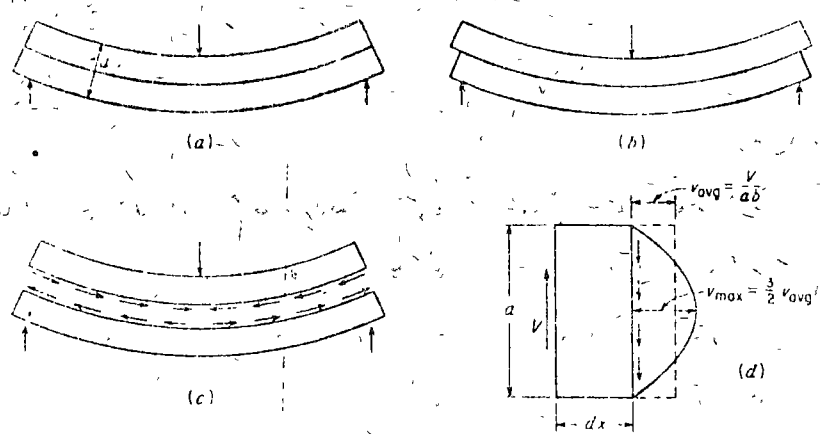


Fig [illegible] Shear in homogeneous rectangular beam

Se considera que el estado de esfuerzos en un punto cualquiera queda definido por los esfuerzos normales y tangenciales según dos planos cualesquiera perpendiculares entre sí.

De esta manera, a continuación se presentan los estados de esfuerzos de las partículas 1, 2, 3 y 4.

NOTAS.

(1) En la partícula (1) los esfuerzos f_x son despreciables debido a que el momento flexionante es muy pequeño y a que el concreto no tiene capacidad a esfuerzo de tensión.

(2) En la partícula (4) se presentan esfuerzos normales de tensión; sin embargo, dado que el concreto tiene una capacidad muy baja, a este tipo de esfuerzos se desprecia.

En un punto cualquiera de un elemento estructural, es factible establecer un número infinito de planos normales entre sí y definir para cada uno de ellos su estado de esfuerzos respectivo en función de los esfuerzos normales, de los esfuerzos cortantes y del ángulo que formen cada plano con el eje longitudinal del elemento.

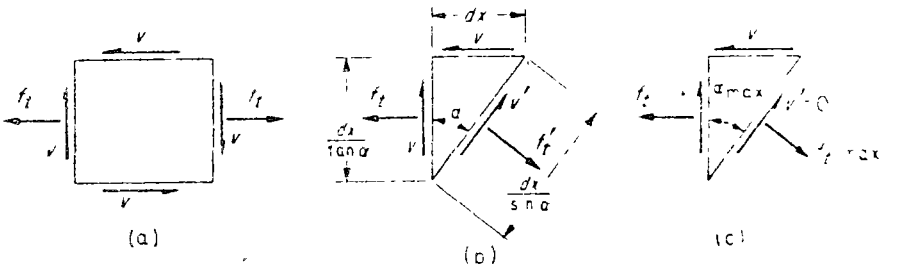


Fig.
Stress condition of an elemental block

Para cada partícula del miembro existe un par de planos en los que el esfuerzo cortante es nulo y en los que se presentan esfuerzos normales; máximo en uno y mínimo en otro. Estos planos se denominan planos de esfuerzos principales.

Los esfuerzos principales se obtienen mediante las ecuaciones:

$$\tan 2\theta = \frac{2 v_{xy}}{f_x}$$

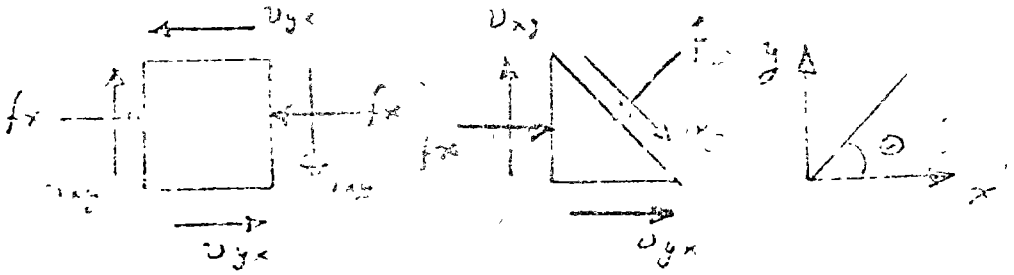
$$f_1 = \frac{f_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{f_x}{2}\right)^2 + v_{xy}^2}$$

$$f_2 = \frac{f_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{f_x}{2}\right)^2 + v_{xy}^2}$$

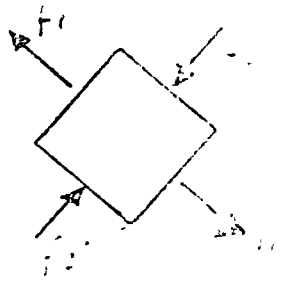
Los esfuerzos f_1 y f_2 pueden ser de tensión o de compresión.

En el caso de partículas que presentan únicamente esfuerzos cortantes en los planos definidos por los ejes "X" y "Y" (v_{xy} y v_{yx}) y que se localizan en ó abajo del eje neutro, se presenta un esfuerzo principal máximo de tensión en

Equivalent Principal

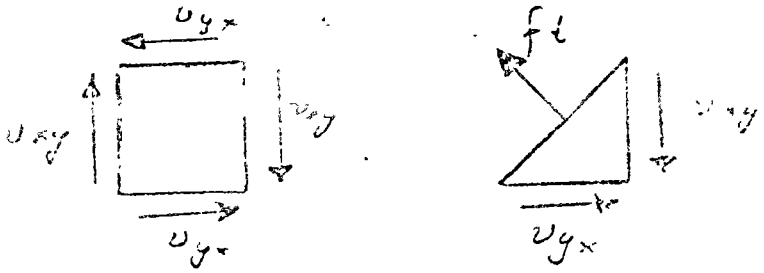


$$\tan 2\theta = \frac{2\,v_{xy}}{f_x}$$

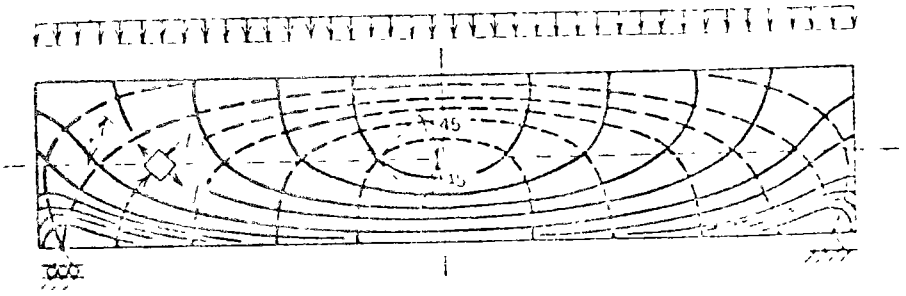


$$f_1 = \frac{f_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{f_x}{2}\right)^2 + v_{xy}^2}$$

$$f_2 = \frac{f_x}{2} - \sqrt{\left(\frac{f_x}{2}\right)^2 + v_{xy}^2}$$



$f_t = -v_{xy}$



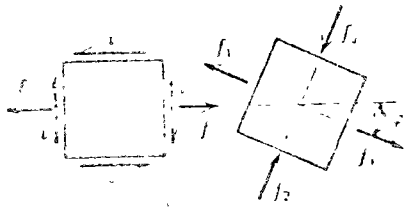


Fig. [illegible] Principal stress trajectories in a beam under simple bending

un plano a 45° con el eje longitudinal del elemento cuyo valor es igual.

$$f_t = v_{xy} = v_{yx}$$

A estos esfuerzos se les denomina "Esfuerzo de tensión diagonal" y son los que producen las grietas inclinadas o grietas de tensión diagonal que se producen debido a la baja capacidad del concreto a resistir esfuerzos de tensión.

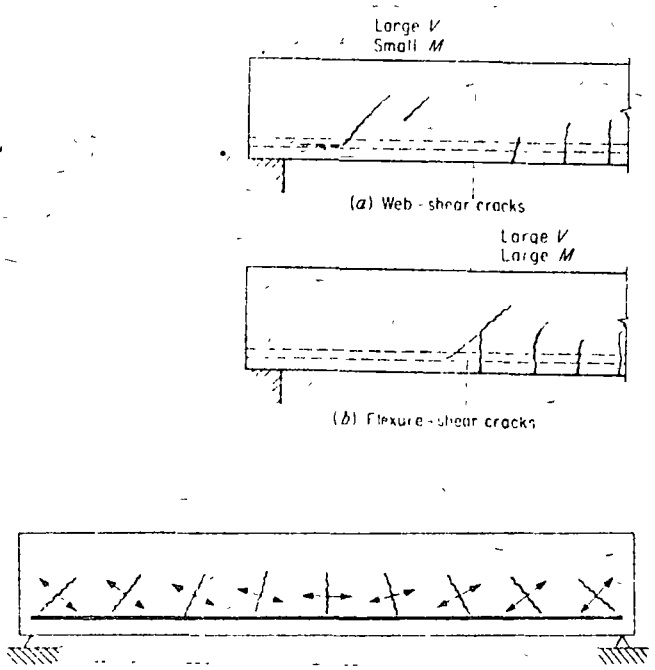


Fig.
Directions of potential cracks in a simple beam.

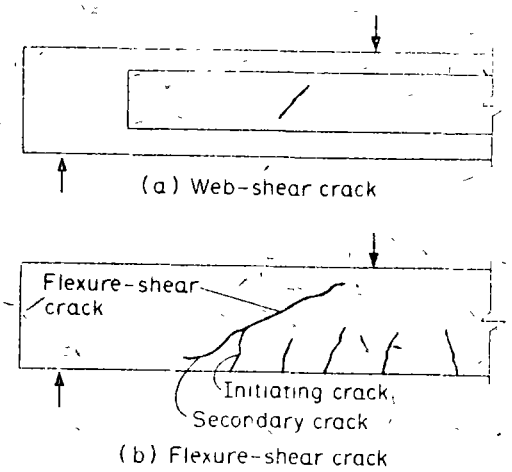


Fig.
Types of inclined cracks (from Ref 2)

Si determinamos los esfuerzos principales que se presentan en todos los puntos de los miembros, se pueden trazar redes de esfuerzos de tensión y de compresión definiéndose trayectorias de esfuerzos.

Trayectoria de esfuerzo de tensión.

Trayectoria de esfuerzos de compresión.

El concreto es un material que tiene resistencia considerable a los esfuerzos de compresión y cortante directo y muy baja capacidad a la tensión; es por ello que los elementos de concreto tienden a fallar según superficies perpendiculares a las direcciones de las tensiones principales.

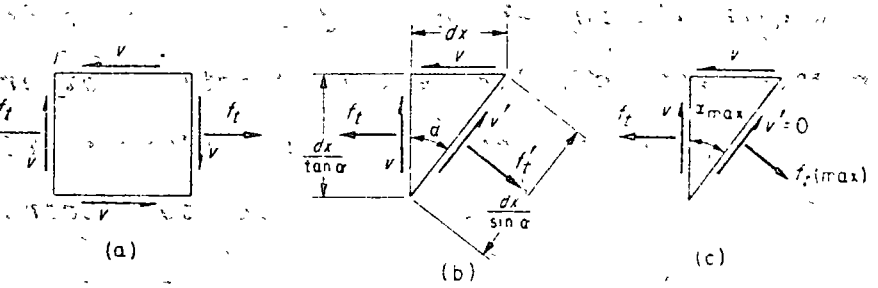


Fig.
Stress condition of an elemental block.

Lo anterior hace necesario que se proporcione refuerzo de acero para soportar aquellas tensiones que exceden el valor de la resistencia a tensión del concreto.

Anteriormente al estudiar elementos reforzado sujetos a momento flexionante se definió el armado longitudinal que se localiza en la zona inferior de la viga y que resiste -- los esfuerzos de tensión en las regiones centrales del elemento.

En esta etapa, se observa que debido al efecto de la - fuerza cortante se presentan esfuerzos principales de ten-- sión inclinados con respecto al eje longitudinal de la viga. Estos esfuerzos son los que pueden originar la falla del -- elemento a una carga inferior a la que se produciría la falla de flexión del elemento.

Desde el punto de vista del comportamiento de una viga de concreto reforzado es inconveniente que la resistencia - de el elemento se deba a una falla por tensión diagonal por ser este tipo de falla de tipo fragil, a diferencia del caso en que fluya el acero longitudinal presentándose una deformación mayor y por ello el elemento presenta una falla - de tipo dúctil.

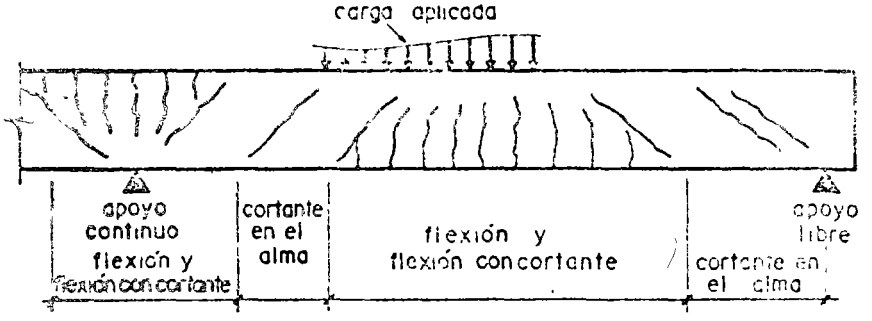
Es por ello que conviene estudiar este tipo de falla y evitar que se presente antes de la posible falla por fluencia del acero. Para evitar esta falla se requiere colocar acero transversal en forma de varillas de acero que sigan las trayectorias de esfuerzos o bien para simplificar el procedimiento constructivo, colocar estribos que contribuyan en combinación con el concreto a resistir la fuerza cortante actuante.

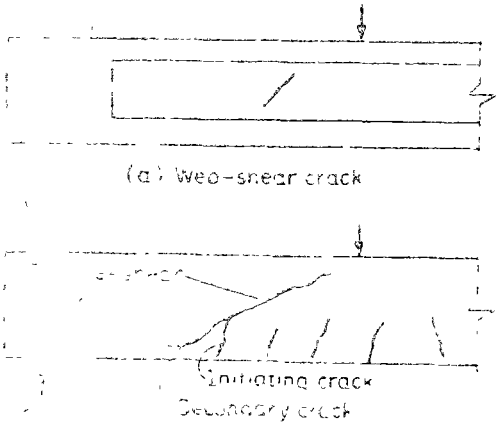
El comportamiento de los elementos de concreto reforzado es más complejo del antes señalado, debido a que al incrementarse la carga actuante y presentarse las primeras grietas el comportamiento de este material deja de ser elástico y lineal. Además, el concreto no es un material homogéneo y es imposible predecir la posición en que se presenten las grietas. Es por ello que el diseño de miembros de concreto reforzado se ha basado en estudios experimentales que han servido para establecer la resistencia al agrietamiento inclinado de elementos de concreto y a la determinación de la contribución del refuerzo transversal.

2. COMPORTAMIENTO Y MODO DE FALLA.

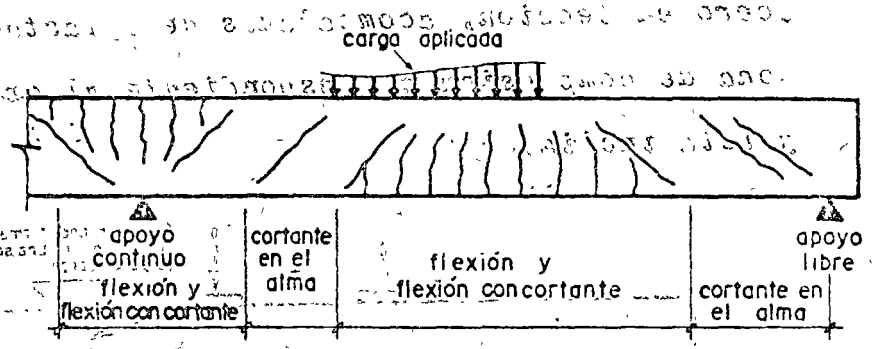
2.1. Miembros sin refuerzo transversal.

Al estudiar una viga de concreto con refuerzo longitudinal, se observa que a bajos niveles de carga y antes de que aparezcan las primeras grietas de tensión debidas a la flexion, el comportamiento del elemento es esencialmente elastico, sin embargo, si se incrementa la magnitud de las cargas, la fuerza cortante puede originar esfuerzos principales que exceden la resistencia a tensión del concreto produciéndose grietas inclinadas a la mitad del peralte o en las fibras inferiores del elemento. Estas grietas pueden aparecer en puntos en donde no existan grietas a flexión o pueden presentarse como una prolongación de ellas cambiando gradualmente de inclinación.





a partir del momento en que se producen las grietas inclinadas, el comportamiento del elemento difiere del correspondiente a un miembro que falle por flexión. La grieta inclinada puede aparecer súbitamente sin señal previa y extenderse hacia arriba y hacia abajo hasta causar el colapso del elemento, este tipo de falla se denomina falla de <u>tensión diagonal</u>.



Puede suceder que el agrietamiento inclinado se desarrolle gradualmente y que el colapso de la pieza se produzca finalmente por el aplastamiento de la zona de

compresión en las fibras superiores del elemento, al reducirse considerablemente la zona disponible para soportar los esfuerzos de compresión producidos por la flexión. A este tipo de falla se le denomina de compresión por cortante. En este caso el elemento puede soportar cargas de mayor intensidad que las anteriores.

Es factible también que se presente otro tipo de falla denominada falla de adherencia por cortante, en este caso se presentan grietas longitudinales a nivel de acero en tensión, acompañadas de aplastamiento en la zona de compresión correspondiente al extremo de la grieta inclinada.

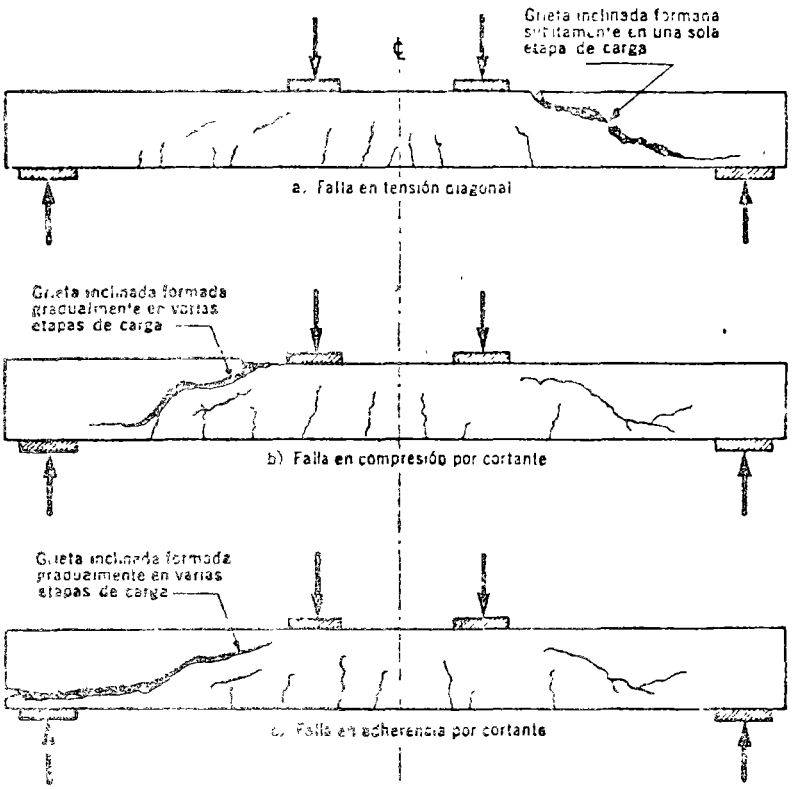


Figura 5 Representación esquemática de los diferentes tipos de falla en elementos en los que predomina la fuerza cortante

Es inconveniente que los miembros de concreto reforzado fallen por cualquiera de los tres tipos de fallas señaladas, ya que las tres son de tipo frágil. Es necesario que estos elementos se diseñen para que la resistencia se presente por fluencia del acero longitudinal (sección subreforzada) que son de tipo dúctil.

A la carga que se tiene en la viga al momento en que se presentan las primeras grietas inclinadas (tensión diagonal) se le denomina carga de agrietamiento inclinado; en algunos casos este valor corresponde a la carga máxima que soporta el elemento antes de su falla por tensión diagonal; sin embargo, hay otros casos en que se puede seguir incrementando esta carga hasta que se presente alguna de los otros dos tipos de fallas: Falla de compresión por cortante o falla de adherencia por cortante. Esta posibilidad no es predecible y se considera que la resistencia del elemento corresponde a la carga de agrietamiento inclinado.

2.2. Miembros con refuerzo transversal.

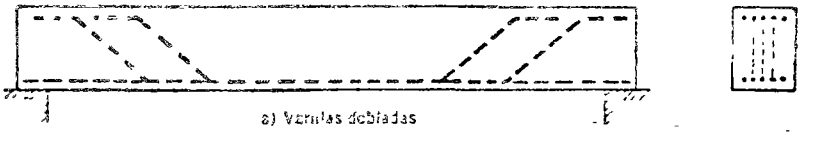
Tipos de refuerzo transversal.

Existen varios tipos de refuerzo transversal, los más comunes son:

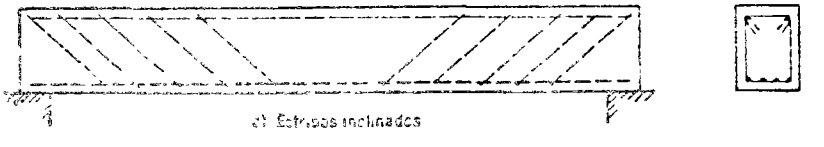
a) Varillas dobladas.- A partir del punto en que no se requiere la totalidad del acero longitudinal, es -- factible doblar cierto porcentaje de varillas, llevarlas y anclarlas a la zona de compresión del miembro. Este doblez de varillas produce cierta capacidad a esfuerzo cortante.

b) Estribos inclinados.- Este tipo de estribos puede - formar ángulos de 45° a 60° con el eje longitudinal.

c) Estribos verticales.- Es el tipo de refuerzo transversal más conveniente. Estos estribos pueden ser - abiertos o cerrados, siendo estos últimos los úni-- cos recomendados. De preferencia deben ser anclados mediante ganchos a 135° como se muestran en las figuras adjuntas.



a) Varillas dobladas



b) Estribos inclinados

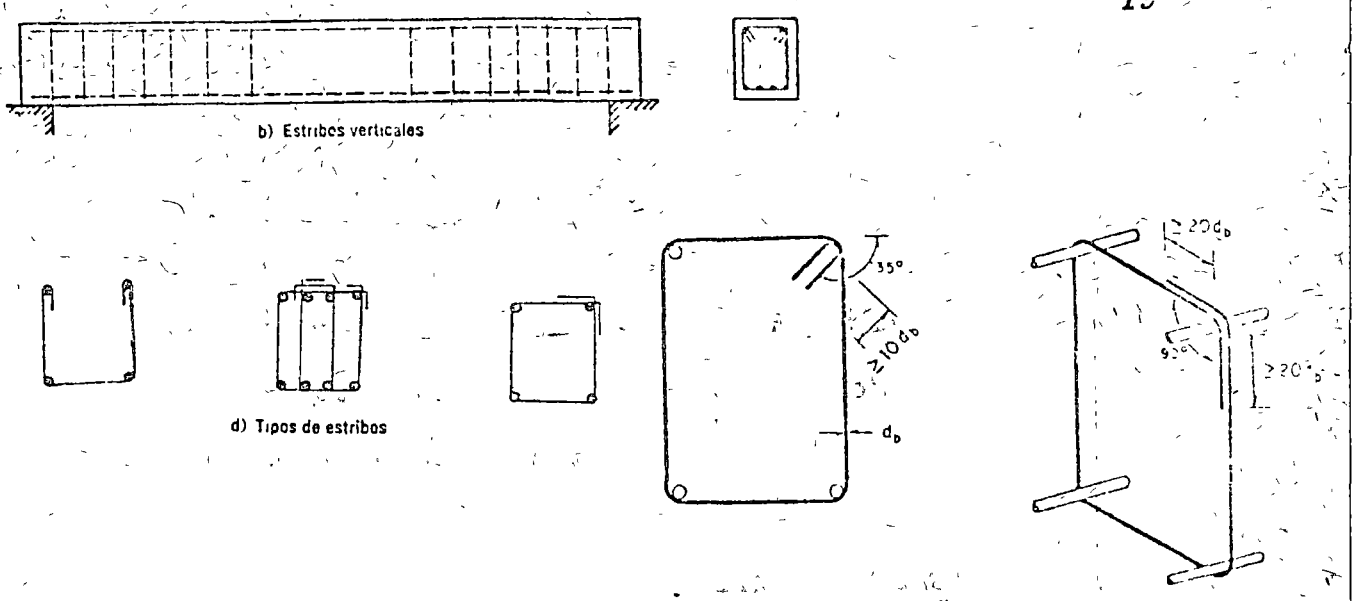


Fig 1. Anclajes de estribos

El comportamiento de miembros con refuerzo transversal antes de que se presenten las primeras grietas inclinadas, es semejante al de los miembros sin refuerzo transversal; sin embargo, al momento que aparecen éstas, el acero transversal empieza a trabajar y resistir los esfuerzos de tensión inclinada evitando que se propaguen las grietas. Si la cantidad de acero transversal es adecuada, la posible falla del elemento se presenta por fluencia del acero longitudinal.

De los ensayes de laboratorio, se ha determinado que la capacidad de un miembro a fuerza cortante es igual a la suma de la capacidad del concreto simple y la capacidad del refuerzo transversal.

$$V_{uR} = V_c + V^s$$

V_{uR} = Resistencia a fuerza cortante del miembro.

V_c = Resistencia del concreto simple.

V^s = Resistencia del acero transversal.

3. MECANISMOS DE FALLA.

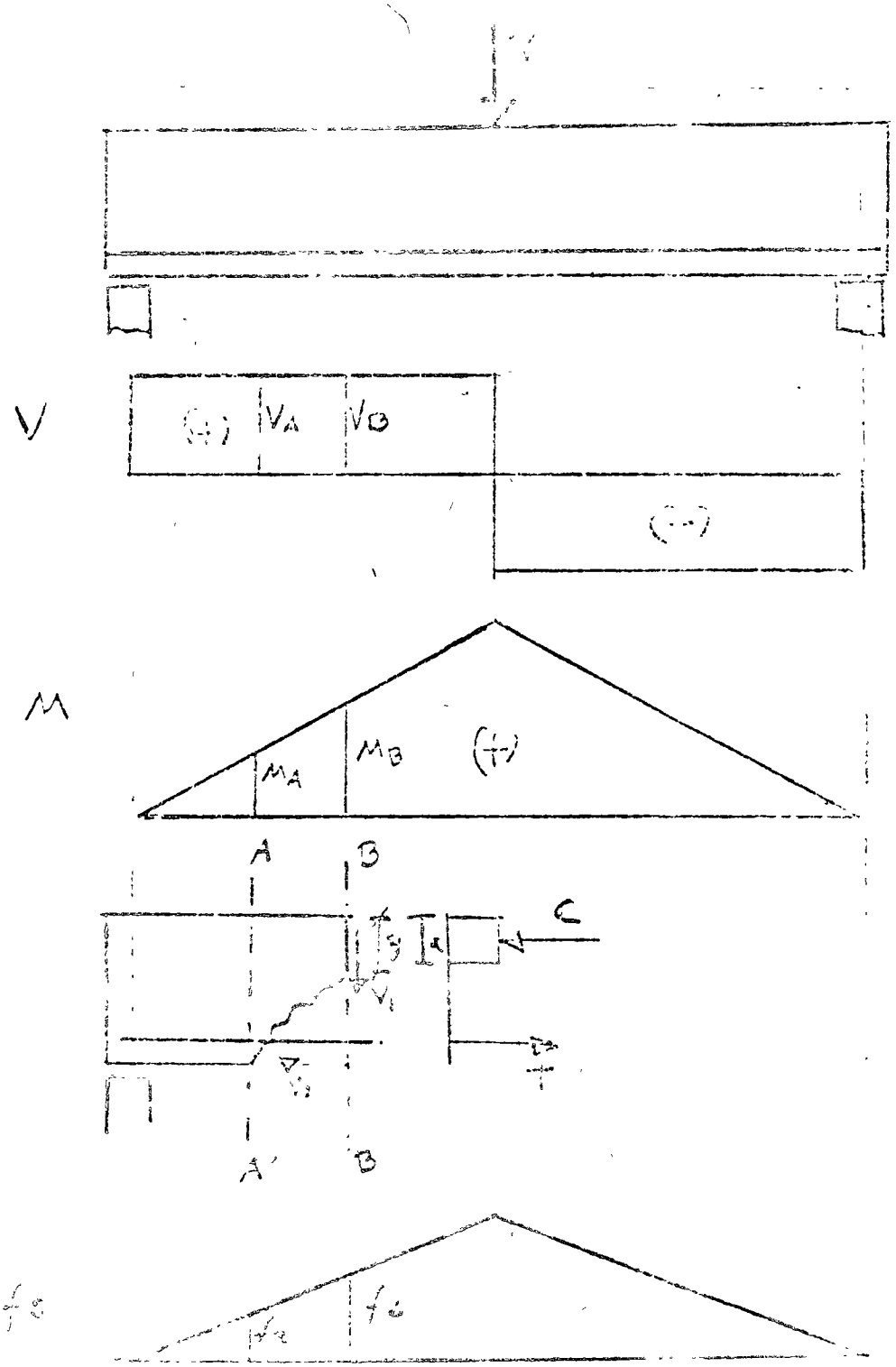
3.1. Mecanismo de falla en miembros sin refuerzo transversal.

Si en laboratorio ensayaramos una viga de concreto sin refuerzo transversal con acero longitudinal adecuado a las necesidades de las cargas externas P y se incrementa el valor de P desde 0 hasta la falla del elemento, se pueden presentar diferentes alternativas de falla.

Al llegar al valor de P correspondiente al agrietamiento P_{agr} se presentan las primeras grietas inclinadas de tensión diagonal mostradas en la figura. Estas grietas se propagan hacia abajo y hacia arriba del medio peralte hasta llegar a la zona de compresión del elemento.

En este momento se puede definir el siguiente diagrama de cuerpo libre. (Fig.)

NOTA.- El diagrama de esfuerzos de tensión en el acero longitudinal se supone lineal y semejante al diagrama de momento flexionante del elemento debido a que el comportamiento del elemento hasta el momento en que se presentan las primeras grietas inclinadas se puede considerar elástico y lineal.


V
(+)
V_A
V_B
(-)
M
M_A
M_B
(+)
A
B
C
A'
B'
fc
f_c

La aparición de la grieta de tensión diagonal produce en el miembro tres efectos:

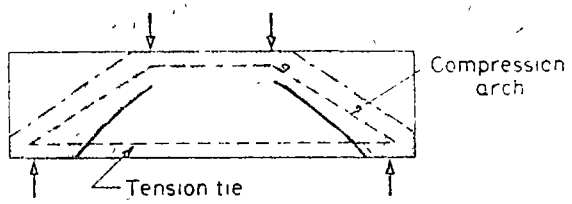
- Se reduce la zona que resiste los esfuerzos de compresión en el miembro a la profundidad y.

- Se reduce la capacidad a fuerza cortante del miembro pues un valor inicial bd se llega a un valor by al presentarse dicho agrietamiento.

- Se incrementa el esfuerzo a tensión en la sección AA' de las varillas longitudinales al pasar de un esfuerzo fa a un esfuerzo fb después del agrietamiento.

Se debe considerar que después del agrietamiento inclinado se requiere contar con una longitud de anclaje de desarrollo adecuado de las varillas de acero longitudinal a partir del punto A para disipar el esfuerzo fb que se presenta en dichas varillas.

A partir del nuevo estado el miembro se puede describir como un arco atirantado con la forma mostrada.



(a) Arch action

Se pueden presentar varias posibilidades.

a) El area reducida by sea insuficiente para resistir la fuerza cortante actuante, propagándose la grieta inclinada y fallando el miembro por tensión diagonal.

b) El valor de y sea menor que el valor de a requerido para resistir los esfuerzos de compresión presentándose una falla por aplastamiento del concreto en esa zona (falla de compresión por cortante).

c) La longitud de la varilla a la izquierda de A sea menor que la ld longitud de desarrollo requerida y se presente una falla de adherencia por cortante.

5.2. Mecanismo de falla en miembros con refuerzo transversal.

A partir del momento en que se presentan las primeras grietas inclinadas el refuerzo transversal empieza a trabajar evitando se continúen las grietas inclinadas y las fallas mencionadas anteriormente e incrementando la capacidad del elemento a fuerza cortante.

A fines del siglo pasado, Ritter propuso una idealización de la contribución del acero transversal a fuerza cortante y le denominó "Analogía de la armadura", esta analogía sigue empleándose hasta la fecha y sirve de base para definir la contribución del acero transversal.

Analogía de la armadura.

Un miembro de concreto reforzado con acero transversal se asemeja a una armadura en la que el refuerzo longitudinal corresponde a la cuerda inferior, la zona que trabaja a compresión del concreto la cuerda superior, los estribos representan las diagonales que trabajan a tensión y la zona definida por dos grietas inclinadas las diagonales a compresión.

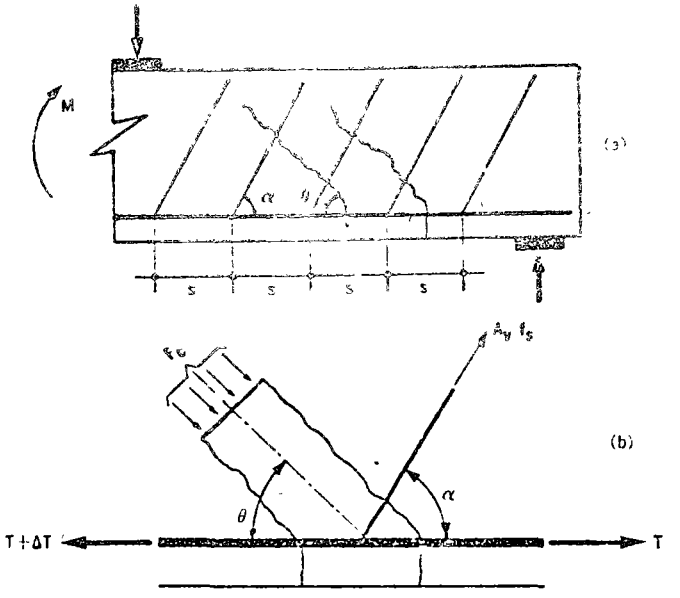


Figura Analogía de la armadura

En esta analogía se ha despreciado el peso propio y las cargas distribuidas entre grietas inclinadas.

Del cuerpo libre del nudo se tiene:

$\Sigma F_x = 0$

$$\Delta T = A_v f_s \cos\alpha + F_c \cdot \cos\theta \quad \text{—(1)}$$

$\Sigma F_y = 0$

$$A_v f_s \operatorname{sen}\alpha = F_c \operatorname{sen}\theta \quad \text{—(2)}$$

El incremento del momento ΔM se obtiene

$$\Delta M = \Delta T \cdot z \qquad \Delta T = \frac{\Delta M}{z}$$

Pero:

$$\Delta M = V' \cdot s \qquad \Delta T = \frac{V's}{z}$$

Substituyendo:

$$\frac{V's}{z} = A_v f_s \cos\alpha + F_c \cos\theta$$

$$\frac{V's}{z} = A_v f_s \cos\alpha + A_v f_s \frac{\operatorname{sen}\alpha}{\operatorname{sen}\theta} \cos\theta$$

$$\frac{V's}{z} = A_v f_s \left[\cos\alpha + \frac{\operatorname{sen}\alpha}{\operatorname{sen}\theta}\cos\theta\right]$$

$$V' = \frac{A_v f_s \cdot z}{s}\left[\cos\alpha + \frac{\operatorname{sen}\alpha}{\operatorname{tan}\theta}\right]$$

Sea.

$$\theta = 45^\circ \qquad \operatorname{tan}\theta = 1$$

$$V' = \frac{A_v f_s \cdot z}{s}\left(\cos\alpha + \operatorname{sen}\alpha\right)$$

Sea

$$z \doteq d$$

$$V' = \frac{A_v f_s \cdot d}{s}\left(\operatorname{sen}\alpha + \cos\alpha\right)$$

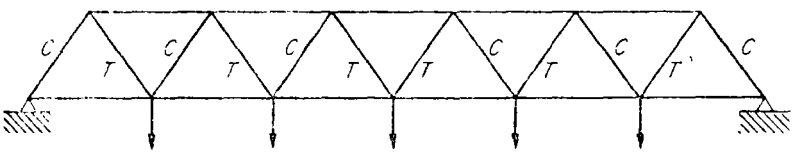
El valor del cortante V' que interesa es el que corresponde a: f_y.

$$\therefore V' = \frac{A_v f_y \cdot d}{s}\left(\operatorname{sen}\alpha + \cos\alpha\right)$$

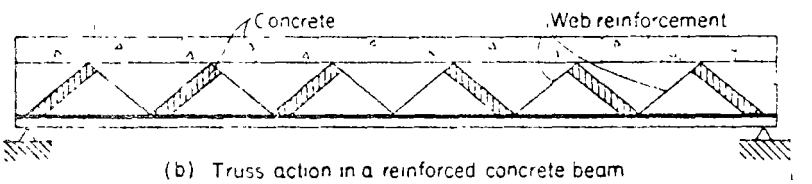
Para estribo vertical $\alpha = 90°$

$$\therefore V' = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S}$$

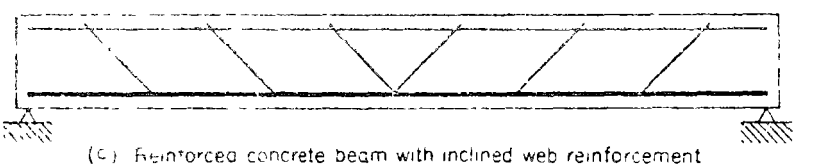
Esta ecuación proporciona la contribución del acero transversal a resistir la fuerza cortante actuante.



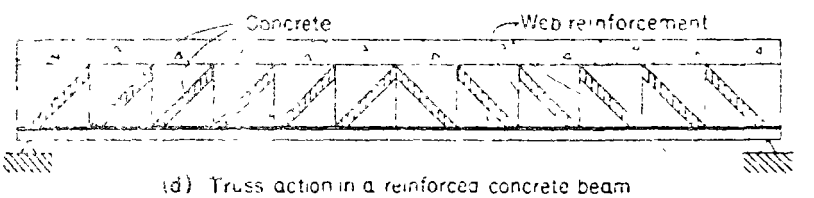
(a) A steel truss



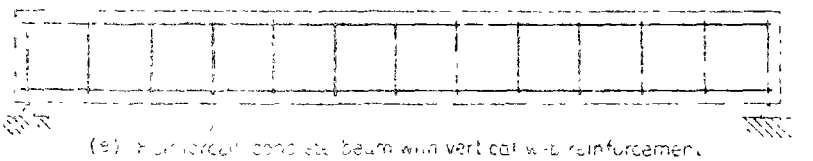
(b) Truss action in a reinforced concrete beam



(c) Reinforced concrete beam with inclined web reinforcement



(d) Truss action in a reinforced concrete beam



(e) Reinforced concrete beam with vertical web reinforcement

Fig. 2.8 b
Trusses

4. RESISTENCIA DE MIEMBROS DE CONCRETO REFORZADO A FUERZA CORTANTE.

4.1. Factores que influyen en la carga de agrietamiento inclinado.

Existen varios factores que influyen directamente en la carga de agrietamiento de un miembro de concreto reforzado. Los que se consideran de mayor importancia -- son los siguientes:

4.1.1. Miembros sin refuerzo transversal.

a) Resistencia de concreto a tensión.- Se ha observado que a mayor resistencia del concreto a tensión mayor es la carga de agrietamiento, este - factor se representa por $k\sqrt{f'_c}$ dado que la resistencia a tensión es función de la raiz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto.

b) Porcentaje de acero longitudinal.- Los miembros

que "alcanzan" con mayor porcentaje de acero longitudinal a tensión proporcionan cargas de agrietamiento superiores a los de bajos porcentajes, ésto es debido a que en las zonas agrietadas a flexión se reduce la capacidad del concreto a fuerza cortante, reduciéndose la carga de agrietamiento inclinado.

c) Tamaño.- Se ha observado en los ensayes de laboratorio que a mayor tamaño del elemento menor carga de agrietamiento inclinado.

d) Relación de ancho a peralte.- Se tiene mayor carga de agrietamiento en elementos con mayor relación de ancho a peralte b/h.

e) Esbeltez.- Si definimos la esbeltez en un miembro de concreto reforzado como la relación del claro donde existe fuerza cortante, al peralte; se ha obtenido en laboratorio que al aumentarse la esbeltez del elemento se reduce la carga de agrietamiento.

$$a = \frac{M}{V}$$

(Fig.)

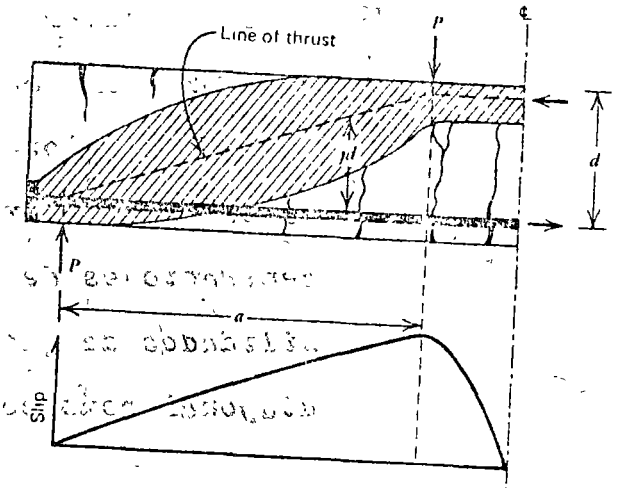


Fig. Slip associated with arch action in an idealized beam.

$$a = \frac{M}{V}$$

Esta relación inversa entre esbeltez y carga de agrietamiento se explica por lo siguiente: a mayor esbeltez mayor agrietamiento por flexión y mayores concentraciones de esfuerzos en las partes superiores de las grietas al reducirse la zona para tomar fuerza cortante. Estas concentraciones de esfuerzos incrementan las posibilidades de que se presenten grietas de tensión diagonal como continuación de las de flexión.

En elementos de esbeltez reducida o sea los que tienen cargas cercanas a los apoyos, los esfuerzos normales de compresión fy disminuyen el valor del esfuerzo principal de tensión y aumentar la carga de agrietamiento inclinado.

f) Carga axial.- Los miembros sujetos a fuerzas axiales de compresión desarrollan esfuerzos normales de compresión que reducen la tensión diagonal y por lo tanto los agrietamientos inclinados; por otra parte las cargas axiales de tensión producen esfuerzos normales de tensión que aumentan los esfuerzos de tensión diagonal y reducen la capacidad a carga de agrietamiento inclinado.

g) Corte de varillas longitudinales.- En las zonas en que existe fuerza cortante al cortarse varillas longitudinales trabajando a tensión se producen concentraciones de esfuerzos que provocan grietas de flexión, ésto a su vez incrementa los esfuerzos cortantes y facilita la formación de grietas inclinadas como continuación de las grietas de flexión.

4.1.2. Miembros con refuerzo transversal.

Se comentó anteriormente que estos miembros presentan un comportamiento semejante al de los miembros sin refuerzo transversal hasta el momento en que aparecen las primeras grietas inclinadas, luego los factores que influyen en la carga de agrietamiento inclinado son las mencionadas en 4.1.1.

4.2. Factores que influyen en la resistencia de miembros de concreto reforzado.

4.2.1. Miembros sin refuerzo transversal.

Considerando que no es factible predecir en un miembro de concreto reforzado si la carga de falla será mayor que la del agrietamiento inclinado se ha definido como resistencia del miembro la correspondiente a la carga de agrietamiento inclinado.

De lo anterior se concluye que los factores que influyen en la resistencia a fuerza cortante de un miembro de concreto reforzado sin refuerzo transversal son los mismos que los especificados para la carga de agrietamiento en este tipo de elementos.

4.2.2. Miembros con refuerzo transversal.

Los ensayes de laboratorio realizados recientemente demuestran que la resistencia a fuerza cortante de un miembro de refuerzo transversal es igual a la suma de la contribución del concreto y la del refuerzo transversal. Los factores que influyen en la contribución del concreto han sido mencionados en 4.2.1. y los correspondientes al refuerzo transversal se pueden deducir de la analogía de la armadura propuesta por Ritter.

Estos sin área del refuerzo transversal, es-- fuerzo de fluencia ($f_y \leq 4200 kg/cm^2$) del acero - transversal, peralte efectivo del elemento y separación de los estribos.

5. RESISTENCIA A FUERZA CORTANTE DE MIEMBROS DE CONCRETO REFORZADO SEGUN EL REGLAMENTO DEL D.F. 1977.

5.1. Fuerza cortante última actuante.

A partir de los diagramas de elementos mecánicos obtenidos del análisis estructural, se determinan las acciones internas últimas.

$$V_{ua} = F.C. \cdot V_a \quad \text{—} \quad (1)$$

$$V_{ua} = 1.4(V_{cm} + V_{cv}) \quad \text{—} \quad (2)$$

$$V_{ua} = 1.5(V_{cm} + V_{cv}) \quad \text{—} \quad (3)$$

$$V_{ua} = 1.1(V_{cm} + V_{cv} + V_s) \quad \text{—} \quad (4)$$

NOTA.- Se toma el valor mayor de (2) ó (4) ó de (3) ó (4)

5.2. Fuerza cortante que toma el concreto.

Se permiten dos alternativas.

a) Si $h \leq 1.00$ m y $\frac{h}{b} \leq 6$

La capacidad a fuerza cortante del concreto simple es Vc y se obtiene a partir de las ecuaciones que se indican a continuación.

b) Si $h > 1.00$ y $\frac{h}{b} > 6$

La capacidad a fuerza cortante del concreto simple es 0.8 Vc

Donde:

h = dimensión transversal del elemento paralelo a la fuerza cortante.

b = Ancho de una viga de sección rectangular.

NOTA.- En secciones T o I se usa b' ancho del alma en lugar de b.

5.2.1. Vigas sin cargas axiales, presfuerzo o torsión.

Para vigas en que $\frac{l}{h} \geq 5$

$$\begin{cases} p < 0.01 \quad V_c = F_R \cdot bd(0.2 + 30p)\sqrt{f_c^*} \quad -(5) \\ p \geq 0.01 \quad V_c = 0.5 F_R \cdot bd\sqrt{f_c^*} \quad -(6) \end{cases}$$

<u>NOTA</u>.- Si $\frac{l}{h} < 5$ se considera viga de gran peralte y se estudiará posteriormente.

Donde:

V_c = Fuerza cortante de diseño que toma el concreto en Kg.

F.R.= Factor de reducción de capacidad.

b = Ancho de la viga rectangular en cm.

d = Peralte efectivo en cm.

p = Porcentaje de acero longitudinal.

$$p = \frac{As}{bd} \quad \text{——} \quad (7)$$

f_c^* = Resistencia nominal del concreto a compresión en Kg/cm^2.

$$f_c^* = 0.8 f'c \quad - \quad (8)$$

f'_c = Resistencia especificada del concreto a - compresión en Kg/m^2.

ℓ = Claro del elemento.

h = Peralte total del elemento.

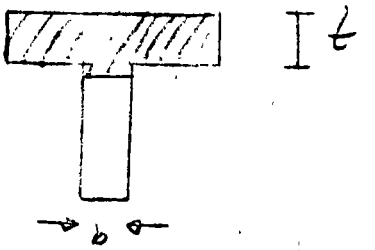
NOTAS.

(1) Para cortante F.R. = 0.80

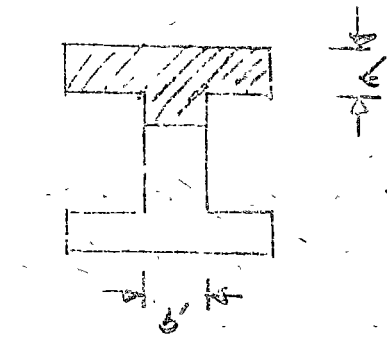
(2) Cuando el ancho de la viga sea menor de 20 cm éste se reducirá en 2 cm para fines de cálculo de resistencias.

(3) Para secciones T, I o L se substituye en las ecuaciones anteriores b por b' (ancho del alma).

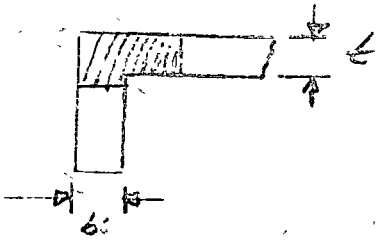
(4) Si el patín del elemento T, I o L está a compresión, el producto b'd de las ecuaciones anteriores, se le puede agregar la siguiente -- cantidad t^2 para secciones T ó I y $\frac{t^2}{2}$ para secciones L.



$b'd + t^2$



$$b'd + t^2$$



$$b'd + \frac{t^2}{2}$$

(5) En vigas en que actúen cargas concentradas a menos de 0.5 d del paño de un apoyo, el tramo de viga comprendido entre la carga y el paño del apoyo se revisará con el criterio del -- cortante por fricción, además de cumplir los requisitos señalados en esta sección.

5.2.2. Miembros sujetos a flexión y carga axial de com-- presión (flexocompresión).

Si: $P_{ua} \leq 0.7 f_c^* A_g + 2000 A_s$ ——— (9)

$$\begin{cases} \rho < 0.01 \\ \quad V_{cr} = F_R\, b d (0.2 + 30\rho)\sqrt{f_c^*}\left(1 + 0.007\dfrac{P_{ua}}{A_g}\right) \\ \rho \geq 0.01 \\ \quad V_{cr} = 0.5 F_R\, b d \sqrt{f_c^*}\left(1 + 0.007\dfrac{P_{ua}}{A_g}\right) \end{cases}$$

(10)

(11)

Si: $P_{ua} = 2f''_c A_g + 2000\ A_s$ — (9)

Se hace variar linealmente Vc en función de Pua, siendo Vc = 0 para $P_{ua} = A_g f''_c + A_s f_y$ — (13)

Donde:

P_{ua} = Carga axial última de compresión que actúa en el elemento en Ag.

A_g = Area bruta de la sección transversal en cm^2.

$f''_c = \left(1.05 - \frac{f^*_c}{1250}\right) f^*_c \leq 0.85 f'_c$

A_s = Area de refuerzo longitudinal en tensión en vigas o área total del refuerzo longitudinal en columnas en cm^2.

Notas:

(1) Para valuar p se usará el área de las varillas de la capa más próxima a la cara de tensión o a la de compresión mínima en secciones rectangulares y 0.33 As en secciones circulares.

(2) En secciones circulares bd se substituye por el área de las secciones $(\pi/4)(D)^2$

5.2.3. Miembros sujetos a flexión y carga axial de tensión.

$$\begin{cases} p < 0.01 \\ V_c = F_R\, bd\,(0.2 + 30p)\sqrt{f_c^*}\left(1 - 0.03\dfrac{P_{ua}}{A_g}\right) \quad -(14) \\ p \geq 0.01 \\ V_c = 0.5\, F_R\, bd\sqrt{f_c^*}\left(1 - 0.03\dfrac{P_{ua}}{A_g}\right) \quad -(15) \end{cases}$$

Donde:

P_{ua} = Carga axial última de tensión que actúa en el elemento en Kg (valor absoluto) obtenida con el factor de carga más desfavorable en cada caso.

NOTAS.

(1) Para valuar p se usará el area de las varillas de la capa más próxima a la cara de tensión en secciones rectangulares y a 0.33 As en secciones circulares.

(2) En secciones circulares bd se substituye por Ag en las ecuaciones (14) y (15.)

4.4.1. Refuerzo por tensión diagonal en vigas y columnas sin presfuerzo.

a) Este refuerzo debe estar formado por:

- Estribos cerrados perpendiculares al eje del miembro.
- Estribos oblicuos al eje del miembro.
- Barras dobladas.
- Combinación de los tres tipos anteriores.

b) Para estribos no se usará acero de refuerzo con límite de fluencia mayor de 4200 Kg/cm^2.

$$fy \leq 4200\ kg/cm^2$$

c) En el caso de que se emplee malla como refuerzo o tensión diagonal el esfuerzo de fluencia de ésta no se tomará mayor que 4200 Kg/cm^2.

d) El diámetro mínimo de estribos será de 1/4" - No. 2 (6.3 mm).

Para estribos verticales.

$$s = \frac{F_R A_v f_y d}{V_{ua} - V_c} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.56}$$

NOTAS.

(1) Si $V_c \leq V_{ua} \leq 1.5 \cdot F_R \cdot bd \sqrt{f_c^*}$

el espaciamiento S de estribos verticales no deberá ser mayor de 0.5 d.

$$S_{máx} = 0.5d$$

(2) Si $1.5\ F_R\ bd \sqrt{f_c^*} \leq V_{ua} \leq 2.5\ F_R\ bd \sqrt{f_c^*}$

el espaciamiento S de estribos verticales no debe ser mayor de 0.25 d.

$$S_{máx} = 0.25d$$

(3) Se debe cumplir siempre que:

$$V_{ua} \leq 2.5\ F_R\ bd \sqrt{f_c^*}$$

En caso contrario se requiere aumentar la sección transversal de la viga.

(4) Cuando el refuerzo conste de un solo estribo o grupo de barras paralelas dobladas en una misma sección, su área se calculará en:

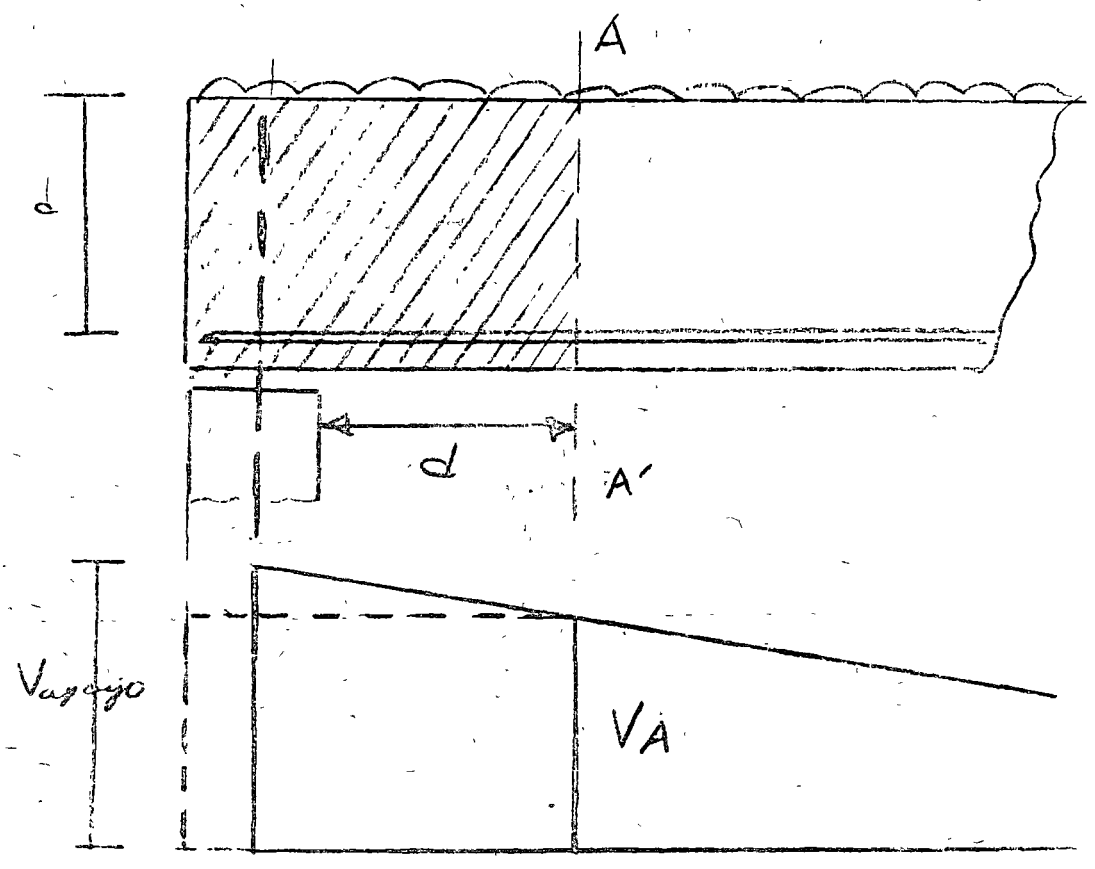
$$A_v = \frac{V_{ua} - V_c}{F_R\ f_y\ \operatorname{sen}\alpha}$$

Pero:

$$V_{ua} \leq 1.5\ F_R\ bd \sqrt{f_c^*}$$

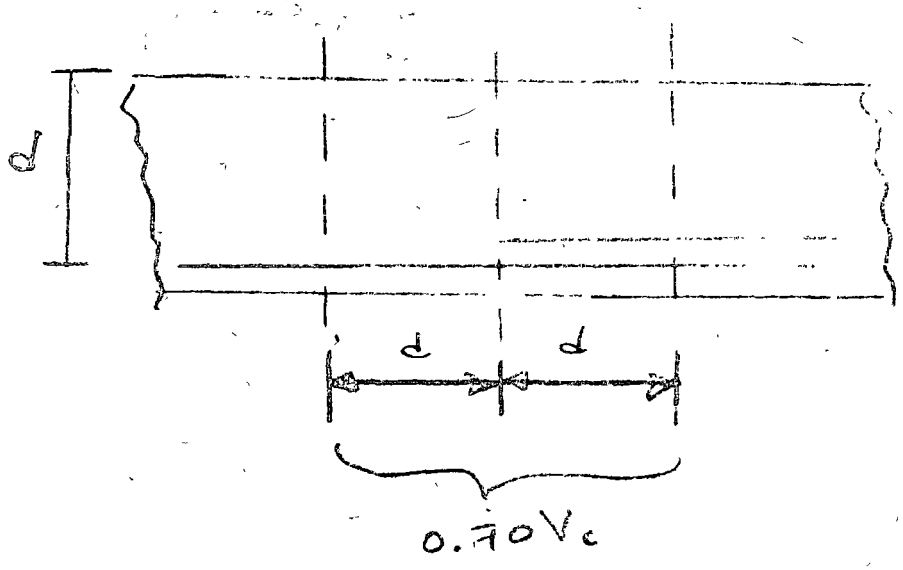
g) Refuerzo transversal en la proximidad de reacciones y cargas concentradas.

Cuando una reacción comprime directamente la cara del miembro que se considera, las secciones situadas a menos de una distancia d del paño del apoyo pueden dimensionarse para la misma fuerza cortante que actúa a esa distancia d.

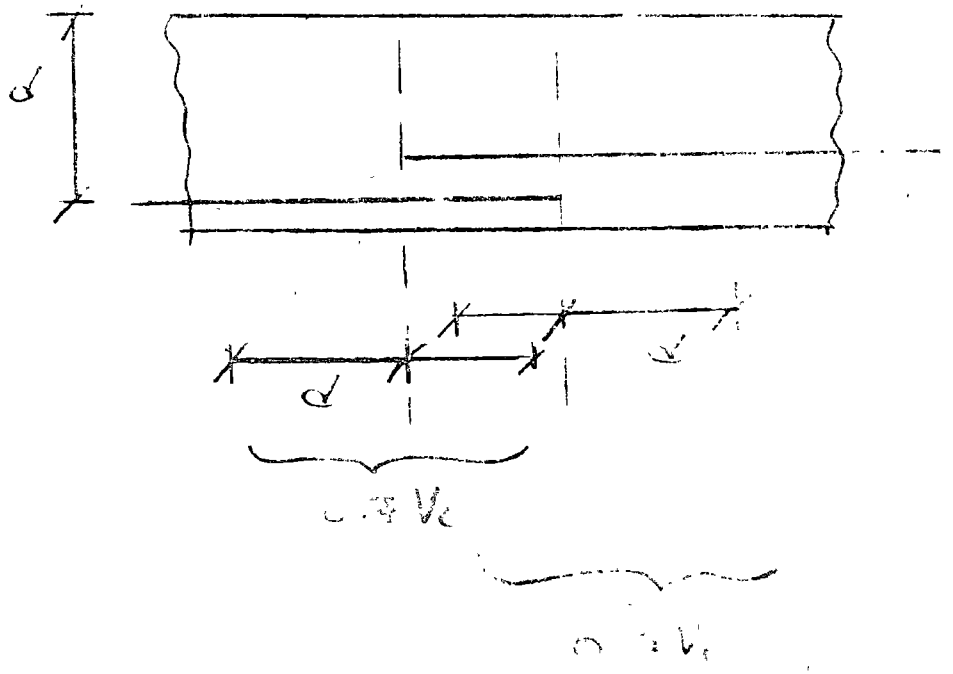


h) *Cargas concentradas.-* Cuando una carga concentrada se transmite al miembro a través de vigas secundarias que llegan a sus caras laterales, se toma en cuenta su efecto sobre la tensión diagonal del miembro principal cerca de la unión.

i) *Interrupción del refuerzo longitudinal.-* En tramos comprendidos a un peralte efectivo de las secciones en que se interrumpa más del 33% del acero longitudinal de tensión se considera que el concreto solo toma el 70% de Vc.



j) Traslapes de refuerzo longitudinales.- En tramos comprendidos a un peralte efectivo de la sección en que se traslape más del 50 del refuerzo longitudinal de tensión se considera que el cemento solo toma el 70% de Vc.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

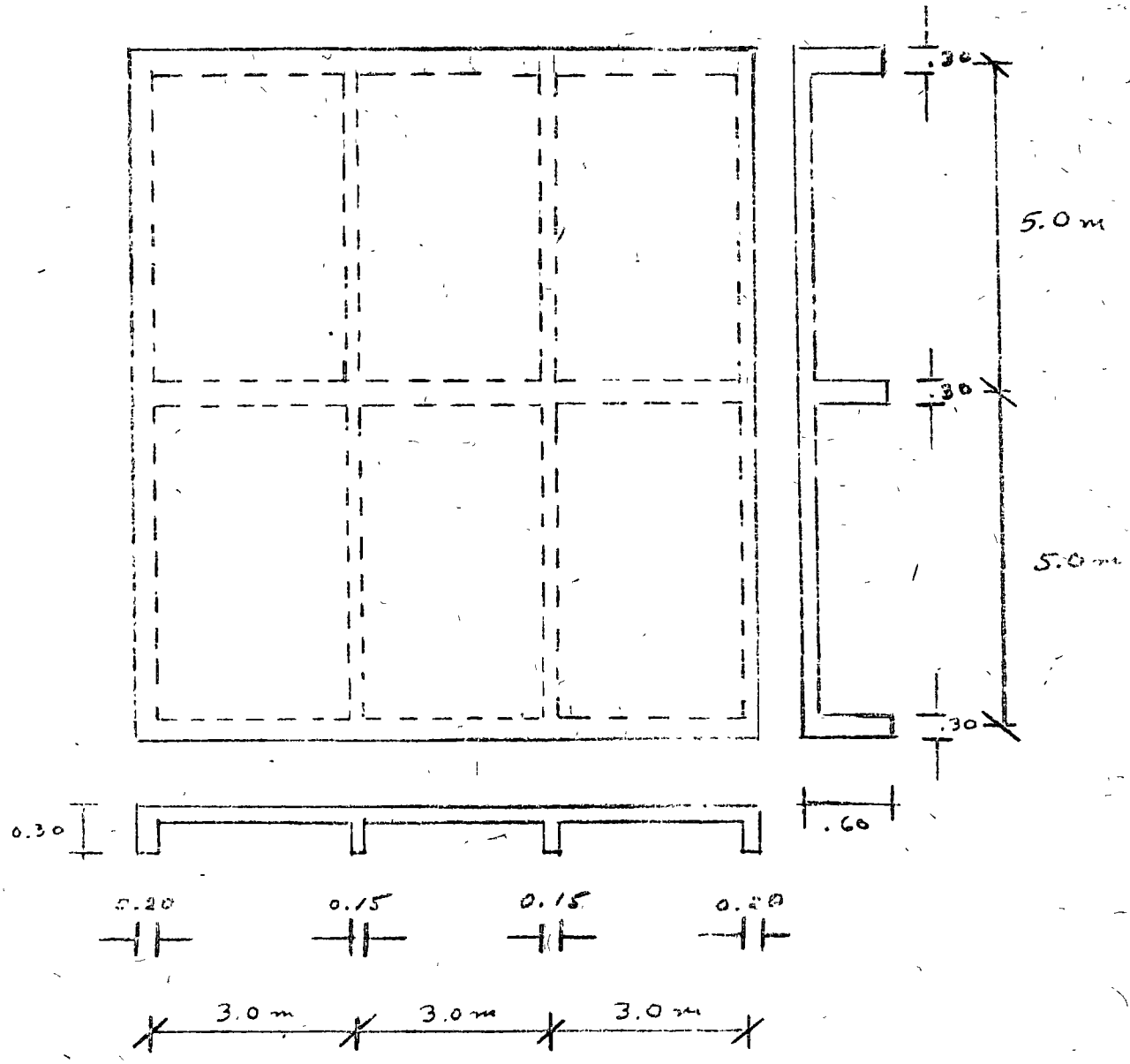
DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL

DISEÑO DE LA LOSA DE AZOTEA PERIMETRALMENTE APOYADA SEGUN EL REGLAMENTO DEL D.F. 1977

Ing. Constancio Rodríguez Cabello

Septiembre, 1977

5.- Diseño de la losa de azotea perimetralmente apoyada según el Reglamento D.F. 1977



Datos

1.- Acciones

1.1. Acciones permanentes.

Impermeabilizante	10 kg/m³
Enladrillado	40 "
Relleno de tezontle	60 "
Plafón	10 "

1.2 Acciones accidentales.

Carga viva	100 kg/m³

2.- Materiales.

2.1. Concreto $f'c = 200$ kg/cm²

2.2. Acero de refuerzo $fy = 3000$ kg/cm²

3. Varios

3.1. Losa colada monolíticamente con los apoyos

3.2. Trabes portantes

3.2.1. Trabes principales Rect 30x60

3.2.2 Trabes secundarias ext. Rect 20x30

3.2.3 Trabes secundarias int Rect 15x30

Solución

1.- Revisión de las hipótesis

1.1. Los tableros son rectangulares
1.2. La distribución de la carga es uniforme por tablero

Nota.- Posteriormente se revisará
1.3. Los momentos negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes difieren entre sí en una cantidad no mayor del 50% del menor de ellos.
1.4. La relación de carga viva entre carga muerta es menor de 2.5.

2.- Definición de los tableros y clasificación de los mismos

En este caso solo se presentan dos tipos diferentes de tableros. (Ver croquis de hoja 5) a saber:

E – 3.0x5.0 – Tablero 1

BLCD – 3.0x5.0 – Tablero 2

3 – Definición del Tipo de Losa

45

En el enunciado se indica como dato que la losa se vuelca monolíticamente con las [illegible] Casa I

4.- Determinación de los claros

De croquis hoja 2

Tablero 1.- E - 3.0 x 5.0 Caso I

$a_1 = 3.00 - \frac{0.20}{2} - \frac{0.15}{2} = 3.00 - 0.10 - 0.075$

$a_1 = 3.00 - 0.175 = 2.825 m$ $a_1 = 2.825 m$

$a_2 = 5.00 - \frac{0.30}{2} - \frac{0.30}{2} = 5.00 - 0.30 = 4.70 m$

$a_2 = 4.70 m$

∴ Tablero 1.- E - 2.825 x 4.70

Tablero 2.- BLCD - 3.0 x 5.0 Caso I

$a_1 = 3.00 - \frac{0.15}{2} - \frac{0.15}{2} = 3.00 - 0.15 = 2.85 m$

$a_1 = 2.85 m$

$a_2 = 5.00 - \frac{0.30}{2} - \frac{0.30}{2} = 5.00 - 0.30 = 4.70 m$

$a_2 = 4.70 m$

∴ Tablero 2.- BLCD - 2.85 x 4.70

5.- Determinación de las cargas de servicio

De acuerdo con el Reglamento D.F. 1977. se tiene lo siguiente:

Cargas permanentes.-

- Impermeabilizante ..... 10 kg/m²
- Enladrillado ..... 40 "
- Relleno de tezontle ..... 60 "
- Plafón ..... 10 "
- Carga muerta adicional de acuerdo con Art 224 ..... 40 "
- Peso propio de losa, suponiendo un espesor de 10 cm ..... 240 "

$w_{CM} = 400$ kg/m²

Cargas eventuales.

- Carga viva de azotea ..... $w_{CV} = 100$ kg/m²

$w_a = 500$ kg/m²

$w_{CM} = 400$ kg/m²
$w_{CV} = 100$ kg/m²
$w_a = 500$ kg/m²

Revisión punto 1.4

$$\frac{w_{CV}}{w_{CM}} = \frac{100}{400} = 0.25 < 2.5 \quad \text{O.K.}$$

6 - Determinación de la carga última actuante

Para este caso el factor de carga es 1.4

$F.C. = 1.4$

$w_{ua} = F.C\, w_a$

$w_{ua} = 1.4 \times 500 = 700\ kg/m^2$

7.- Determinación del peralte efectivo mínimo por deflexiones

Perímetro de los tableros

Tablero 1.- E - 2.825 x 4.70

$P_1 = 1(2.825 + 4.70) + 1.25(2.825 + 4.70)$

$P_1 = 7.525 + 9.406 = 16.93$

$P_1 = 16.93\ m.$

Tablero 2.- BLCD - 2.85 x 4.70

$P_2 = 1 \times 2.85 + 2 \times 4.70 + 1.25 \times 2.85$

$P_2 = 2.85 + 9.40 + 3.56$

$P_2 = 15.81\ m.$

Peralte efectivo

$$d = \frac{Perímetro}{300} = \frac{1693}{300} = 5.64\ cm.$$

Corrección

$f_s = 0.60 f_y = 0.60 \times 4000 = 2400\ kg/cm^2 > 2000\ kg/cm^2$

$w_a = 500\ kg/m^2 > 380\ kg/m^2$

$K = 0.034 \sqrt[4]{f_s \cdot w_a}$

$$K = 0.034\sqrt[4]{2400 \times 500} = 1.125$$

$$d = Kd = 1.125 \times 5.64 = 6.35\,cm$$

Sea $\underline{d = 7.0\,cm}$.

8.- Determinación del peralte total de la losa

Se supone que se utilizarán varillas ϕ 2.5 (5/16")

Datos
$d_v = 0.79\,cm$
$a_s = 0.49\,cm^2$
peso = 0.384 kg/m
Perímetro = 2.48 cm

Recubrimiento libre $r_e \geq \begin{cases} 1\,cm \\ d_v = 0.79\,cm \end{cases}$

$$r = r_e + \frac{d_v}{2} = 1.0 + \frac{0.79}{2} = 1.4\,cm$$

Sea $r = 2\,cm$ (Por facilidad constructiva)

$$h = d + r = 7 + 2 = 9\,cm \qquad \therefore \underline{h = 9\,cm}$$

Sea una losa de 9 cm de peralte total

(Nota: Esta correcto pues en las cargas se supuso $b = 10\,cm$)

- Peralte efectivo momento positivo
  $d(+) = h - r = 9 - 2 = 7$ cm
- Peralte efectivo momento negativo
  $d(-) = h - r - 2 = 9 - 2 - 2 = 5$ cm.

9 - Determinación de la relación claro corto - claro largo de cada tablero

Tablero 1.- $E - 2.825 \times 4.70$

$$m_1 = \frac{a_1}{a_2} = \frac{2.825}{4.70} = 0.601 \simeq 0.60$$

Tablero 2.- $BCCD - 2.85 \times 4.70$

$$m_2 = \frac{a_1}{a_2} = \frac{2.85}{4.70} = 0.606 \simeq 0.60$$

10.- Subdivisión de los tableros en franjas

$m = 0.60 > 0.5$

Una vía

Tablero 1 $E - 2.825 \times 4.70$

Ancho franja central $= \frac{a_1}{2} = \frac{2.825}{2} = 1.4$ m

Ancho franjas laterales $= \frac{a_1}{4} = \frac{2.825}{4} = 0.7$ m

Tablero 2 - $BCCD - 2.85 \times 4.70$

Ancho franja central $= \frac{a_1}{2} = \frac{2.85}{2} = 1.42$ m

Claro largo

Tablero 1 - E - 2.825 x 4.70

Ancho franja central $= \frac{a_2}{2} = \frac{4.70}{2} = 2.35$ m

Ancho franjas extremas $= \frac{a_2}{4} = \frac{4.70}{4} = 1.175$ m

Tablero 2 - BLCO - 2.85 x 4.70

Ancho franja central $= \frac{a_2}{2} = \frac{4.70}{2} = 2.35$ m

Ancho franjas extremas $\frac{a_2}{4} = \frac{4.70}{4} = 1.175$ m

Conclusión

Se definen las franjas de la siguiente manera:

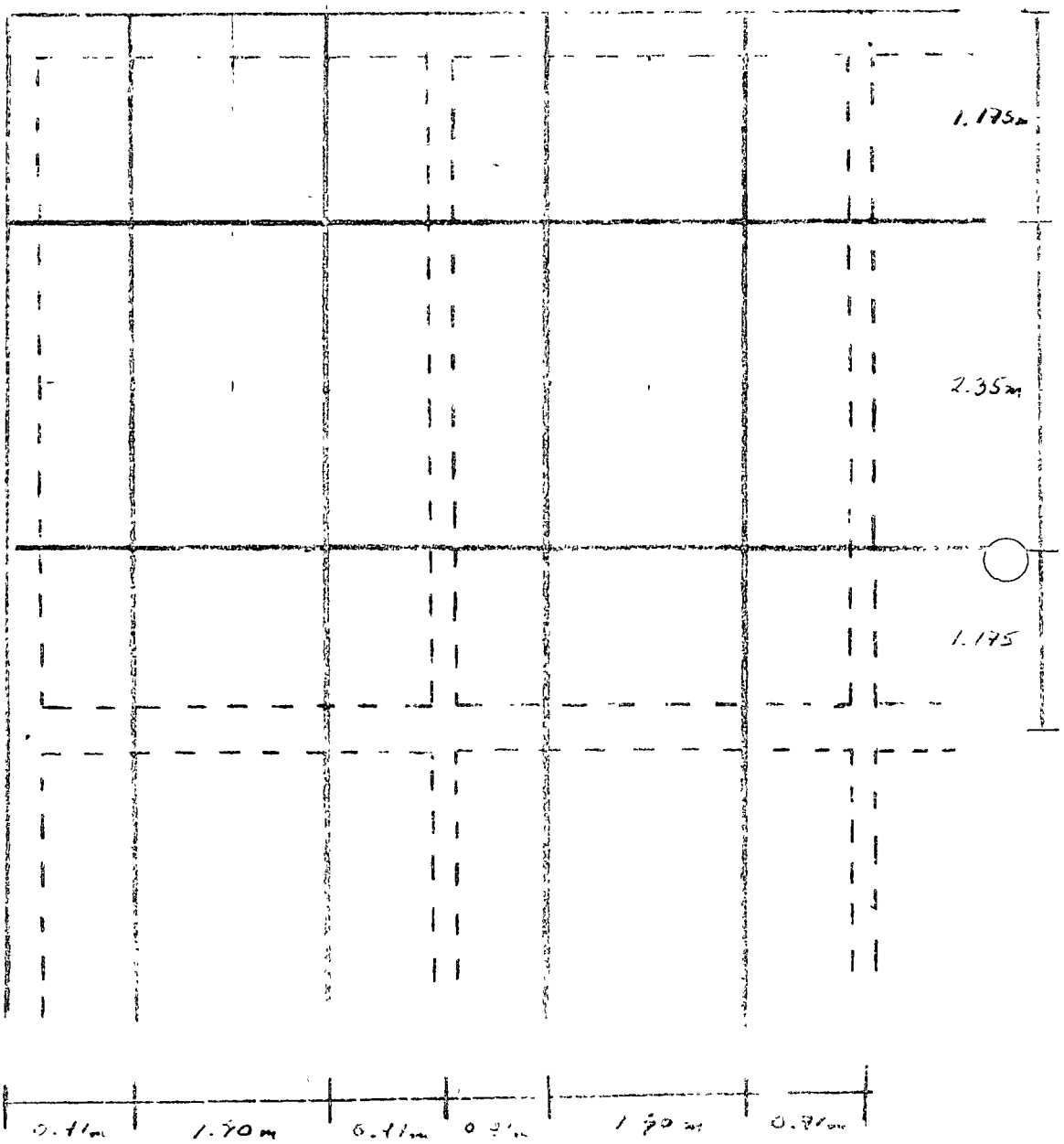
Claro corto

Ancho franja central ___ 1.50 m
Ancho franjas extremas ___ 0.71 m

Claro largo

Ancho franja central ___ 2.35 m
Ancho franjas extremas ___ 1.175 m

Ver croquis pag. 17.


1.175m
2.35m
1.175
0.41m
1.70m
0.41m
1.70m
0.41m

11 - Determinación de las líneas de inflexión

Distancia a partir del eje de apoyo tanto para claros cortos como largos

- Momento positivo

- Apoyo extremo.-

$$L.I(+) = \frac{b}{2} + \frac{91}{6} - d = \frac{20}{2} + \frac{282.5}{6} - 7$$

$$L.I(+) = 10 + 47 - 7 = 50\,cm$$

- Apoyo Intermedio.-

$$L.I(+) = \frac{b}{2} + \frac{91}{6} - d = \frac{15}{2} + \frac{285}{6} - 7$$

$$L.I(+) = 7.5 + 47.5 - 7 = 48\,cm$$

- Momento negativo

$$L.I(-) = \frac{b}{2} + \frac{91}{5} + d = \frac{30}{2} + \frac{285}{5} + 7$$

$$L.I(-) = 15 + 57 + 7 = 79\,cm$$

Conclusion

$$L.I(+) = 48\,cm$$

$$L.I(-) = 80\,cm$$

12 - Determinación del Acero mínimo.-

$$A_{s\,min} = \frac{450\,h}{f_y\,(h+100)} = \frac{450 \times 9}{4000\,(9+100)}$$

$A_{s\,min} = 0.00927\ cm^2/m$

En un ancho $b = 100\,cm$

$A_{s\,min} = 0.00929 \times 100 = 0.929\ cm^2/m.$

Sean varillas ϕ 2.5 $\quad a_s = 0.49\,cm^2$

Separación $s = \frac{100\,cm}{A_s} = \frac{100 \times 0.49}{0.929} = 52\,cm$

$$S_{máx} = \begin{cases} 3.5\,h = 3.5 \times 9 = 31.5 \\ 50\,cm \end{cases}$$

$\therefore$ Sea $S_{máx} = 30\,cm$

13 - Determinación de los esfuerzos reducidos

$f'_c = 0.80 f'_c = 0.80 \times 200 = 160.0$

$f'_c = 160\ kg/cm^2$

$f''_c = 0.85 f'_c = 0.85 \times 160 = 136.0$

$\therefore f''_c = 136\ kg/cm^2$

14.- Determinación del área de acero máxima.

$$\rho_{máx} = \rho_b$$

$$\rho_b = \frac{f''_c}{f_y} \times \frac{5800}{f_y + 6000}$$

$$\rho_b = \frac{136}{5000} \times \frac{5800}{5000 + 6000} = \frac{136 \times 5800}{5000 \times 10000}$$

$$\therefore \rho_b = 0.0163$$

15.- Revisión por flexión del peralte supuesto por deflexiones.

- Tipos de tableros $\begin{cases} E \\ B \text{ LCD.} \end{cases}$

- Caso I

- $m = 0.60$

De tabla de Coeficientes

$C_{max} = 530$ Tablero de esquina

Corresponde a - Momento negativo en bordes interiores - claro corto

$$M_{ua\,máx} = C_{max} \times 10^{-3} \times w_{ua} \cdot a_1^2$$

55

Donde $\begin{cases} w_{ua} = 700 \text{ kg/m}^2 \\ a_1 = 2.85 \text{ m} \end{cases}$ (Se toma el mayor)

$M_{u\,max} = 530 \times 10^{-5} \times 700 \times 2.85^2 = 301.34$ kg m/m

$\therefore M_{u\,min} = 301.34$ kg m/m − Mom. Negativo

$$Q = \frac{M_{u\,min}}{F_R\, b d^2 f''_c} = \frac{301.34 \times 100}{0.90 \times 100 \times 5^2 \times 136}$$

$Q = 0.0785$

De Gráfica anterior

$\omega = 0.102$

$$p = \frac{\omega f''_c}{f_y} = 0.102 \cdot \frac{34}{4200} = 0.003468$$

$p = 0.003468 < p_{min} = 0.0163$ O.K.

El Peralte $h = 9.00$ cm está correcto por flexión

10 - Revisión por Cortante del peralte supuesto por reflexiones.

$$V_{u\,max} = \frac{(0.5 a_1 - d)\, \omega\, a_1}{1 + \left(\frac{a_1}{a_2}\right)^6} = \frac{(0.5 \times 2.85 - 0.07)\, 1700}{1 + \left(\frac{2.85}{4.70}\right)^6}$$

$$V_{u\,max} = \frac{1.355 \times 700}{1.0497} = 903.58 \text{ kg.}$$

56

$V_{uR} = 0.5 F_R\, b d \sqrt{f''_c} = 0.5 \times 0.80 \times 100 \times 7 \sqrt{160}$

$V_{uR} = 3591.75$ kg

$V_{ua} = 1.15 \times V_{ua} = 1.15 \times 903.58 = 1039.12$

$\therefore V_{ua} = 1039.12$ kg
$V_{uR} = 3591.75$ kg

$\therefore V_{ua} = 1039.12 < V_{uR} = 3591.75$ kg

El peralte $h = 9$ cm está correcto por cortante.

17.- Determinación de valores requeridos en la obtención de los momentos en los tableros

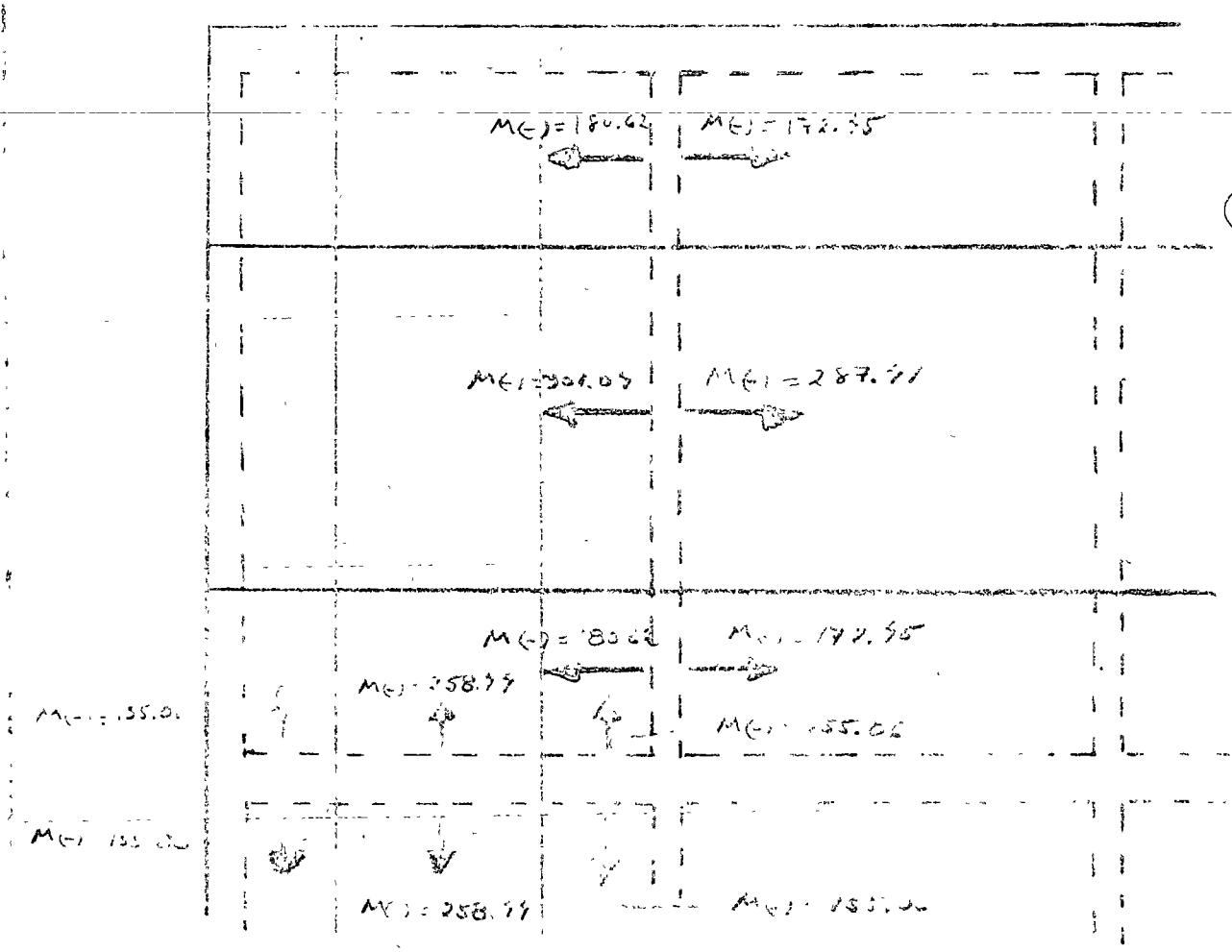
Tablero	(1)	(2)
Tipo de Tablero	E	BLCO
a_1	2.85 *	2.85
$m = a_1/a_2$	0.60	0.60
W_{ua}	700	700
$W_{ua} \times 10^{-4} \times \bar{a}_1^2$	0.568	0.568

* $2.825 \doteq 2.85$

18.- Tabla de Momentos y Acotación de [illegible]

Ver hoja - 22

17.- Distribución de momentos en [illegible] adyacentes



(2).- Determinación del porcentaje de acero de refuerzo

$$p = \omega \frac{f'_c}{f_y} = \omega \times \frac{136}{5000} = 0.034\,\omega$$

$$\therefore\ p = 0.034\,\omega$$

(3).- Determinación del Area de acero de refuerzo

$$A_s = p \cdot b d = p \cdot 100 \times 7 = 700\,p$$

$$\therefore\ A_s = 700\,p$$

(4).- Determinación de la separación de varillas

$$s = 100 \frac{a_s}{A_s}$$

Si se ϕ 2.5 5/16" $a_s = 0.49\,cm^2$

$$s = 100 \times \frac{0.49}{A_s} = \frac{49}{A_s}$$

(5).- La separación máxima para ϕ 5/16" se obtiene directamente

$s_{max} = 30\,cm$

A - Fuerzas

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
Nº Tablero	Faja	Momento	Clase	C	Mu	Mu e	Q	w	-p	As	a	Sf
(1)	E	Neg. en bordes interiores	corto	530	302.09	296.48	0.0969	0.10	0.0033	2.36	20.6	20
		Neg. en bordes interiores	largo	455	258.77		0.0845	0.09	0.0030	2.14	22.9	22
		Neg. en bordes discontinuos	corto	321	182.33		0.0596	0.06	0.0020	1.43	34.3	30
		Neg. en bordes discontinuos	largo	278	140.66		0.0460	0.047	0.0016	1.12	43.7	30
		Positivo	corto	306	173.81		0.0290	0.03	0.0010	0.70	70.0	30
		Positivo	largo	146	82.93		0.0138	0.014	0.0005	0.35	140.0	30
(2)	BLCD	Neg. en bordes interiores	corto	506	287.41	291.94	0.0954	0.096	0.0033	2.31	21.2	21
		Neg. en bordes interiores	largo	391	222.09		0.0726	0.075	0.00255	1.78	27.5	27
		Neg. en bordes discontinuos	largo	278	140.66		0.0460	0.047	0.0016	1.12	43.7	30
		Positivo	corto	292	165.86		0.0276	0.028	0.0009	0.63	77.8	30
		Positivo	largo	137	77.82		0.0130	0.0135	0.0005	0.35	140.0	30

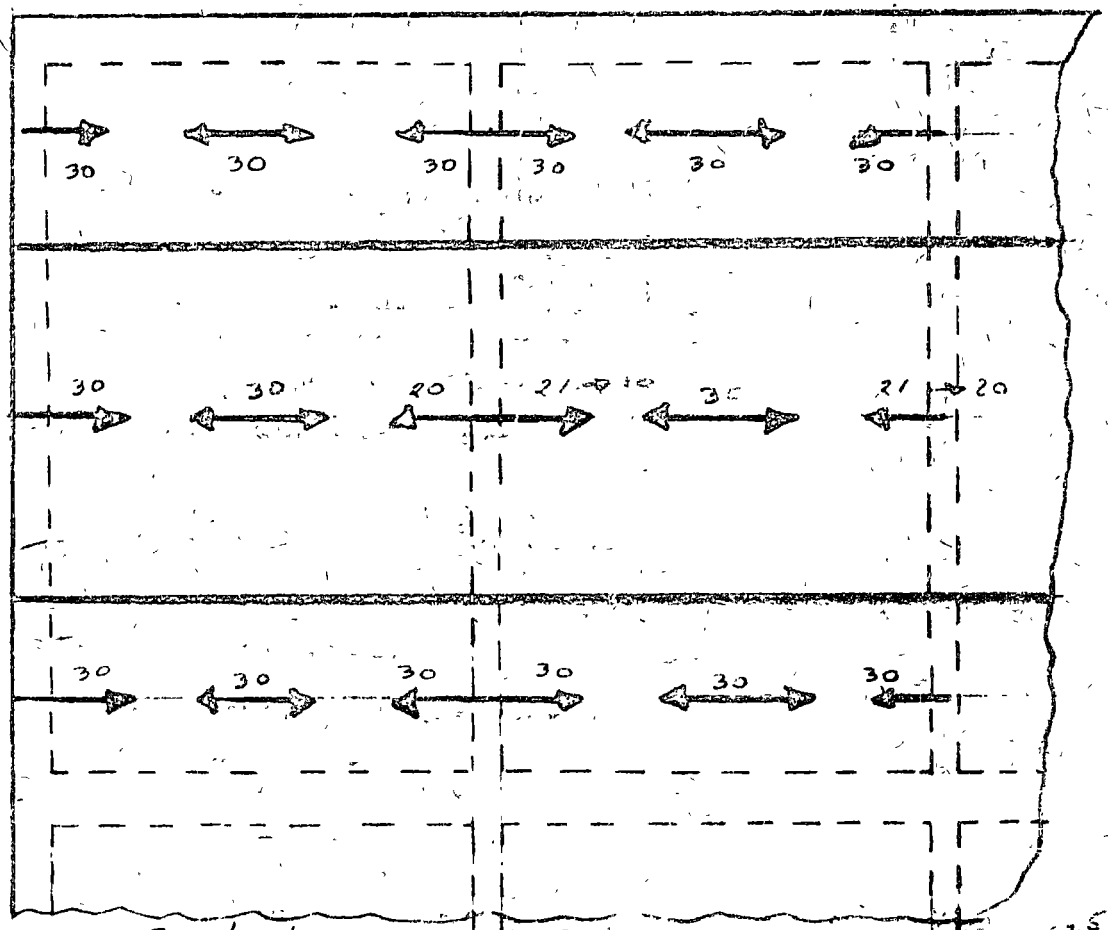
B - Fuerzas extremas

ϕ 5/16 @ 30 cm

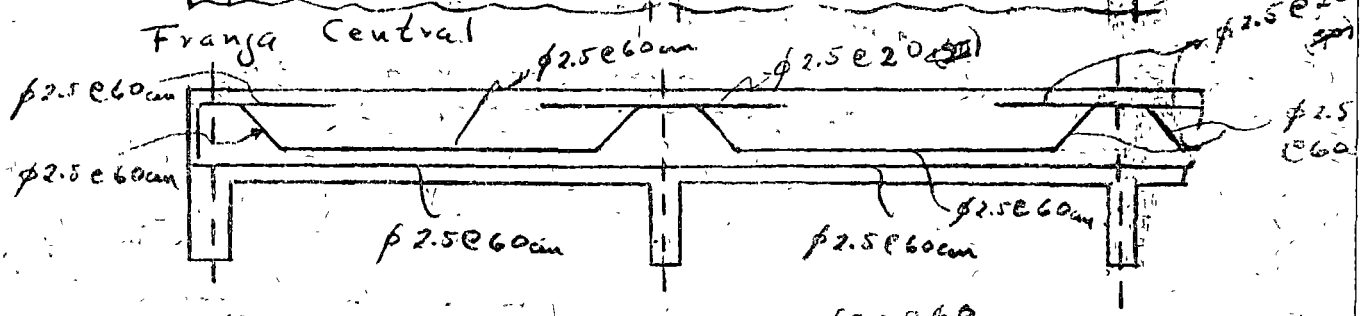
20.- Armado de la losa.

20.1.- Claro corto

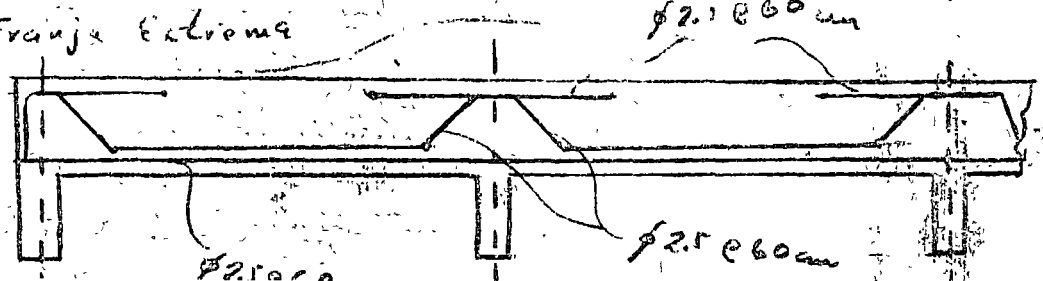
L. I (+) = 48 cm L. I (−) = 89 cm



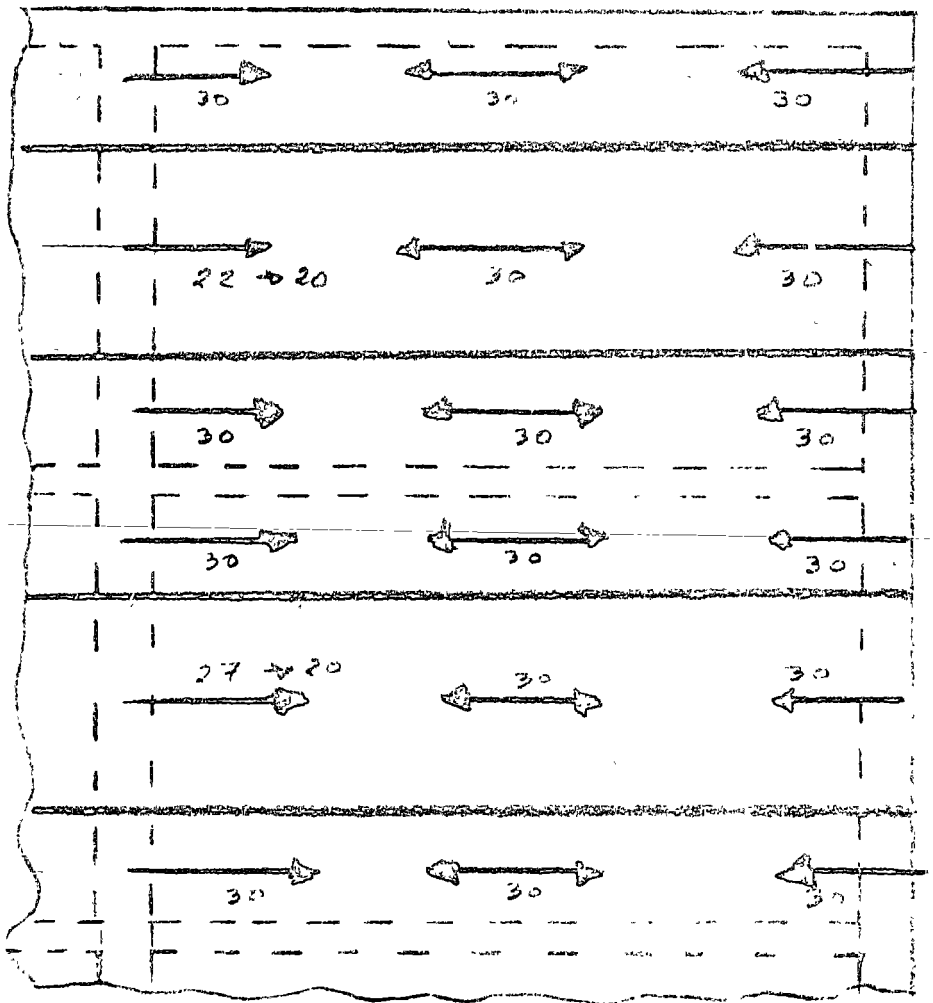
Franja Central



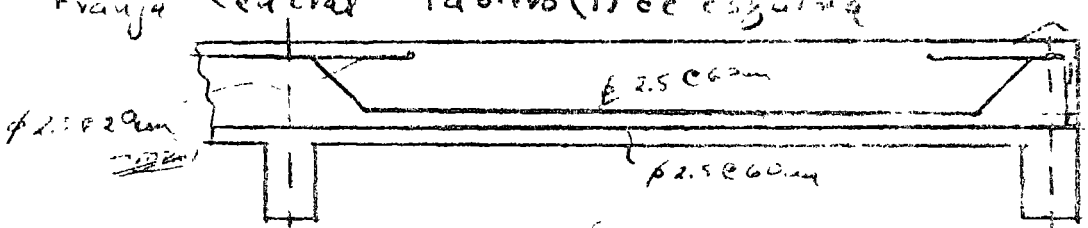
Franja Extrema



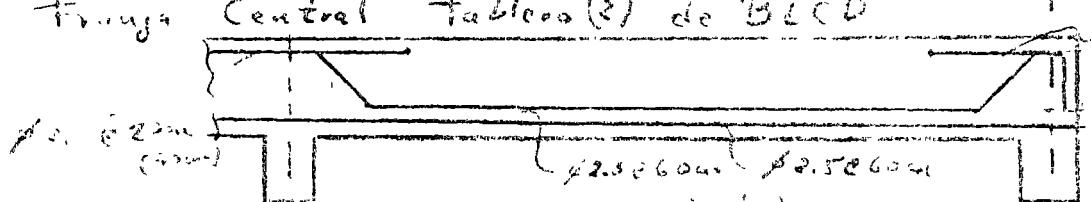
20 2 Claro largo



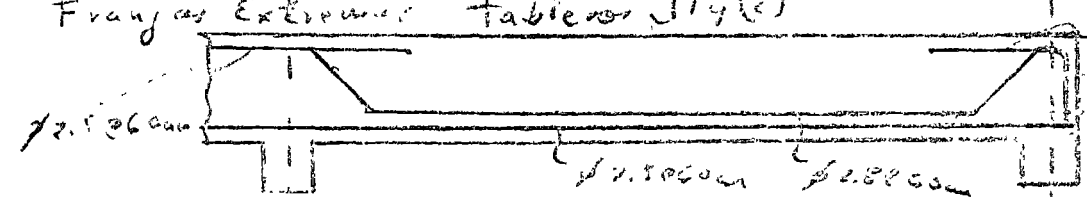
Franja Central Tablero (1) de esquina



Franja Central Tablero (2) de BLCD



Franjas Extremas Tableros (1) y (2)



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DEL D.F.

DIMENSIONAMIENTO DE TRABES SECUNDARIAS

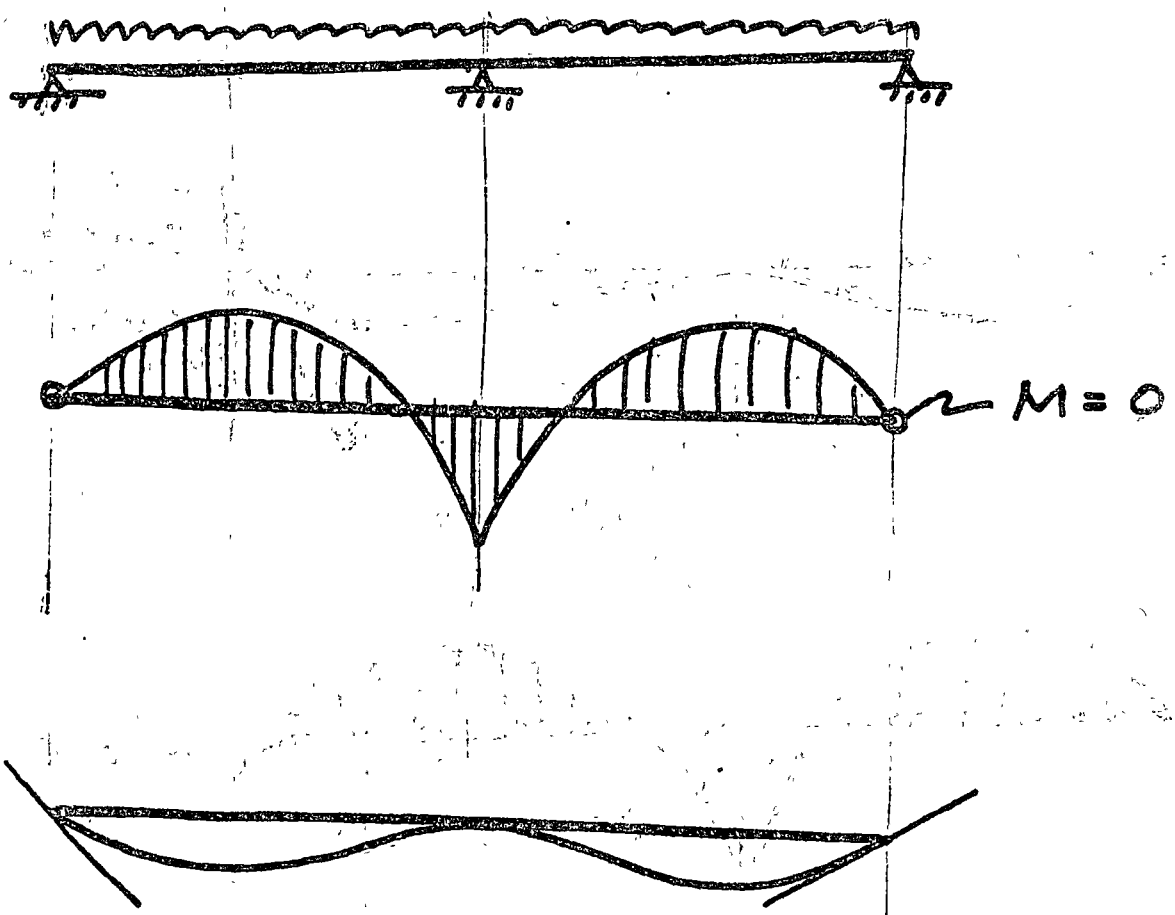
ING. FRANCISCO MORENO DERBEZ

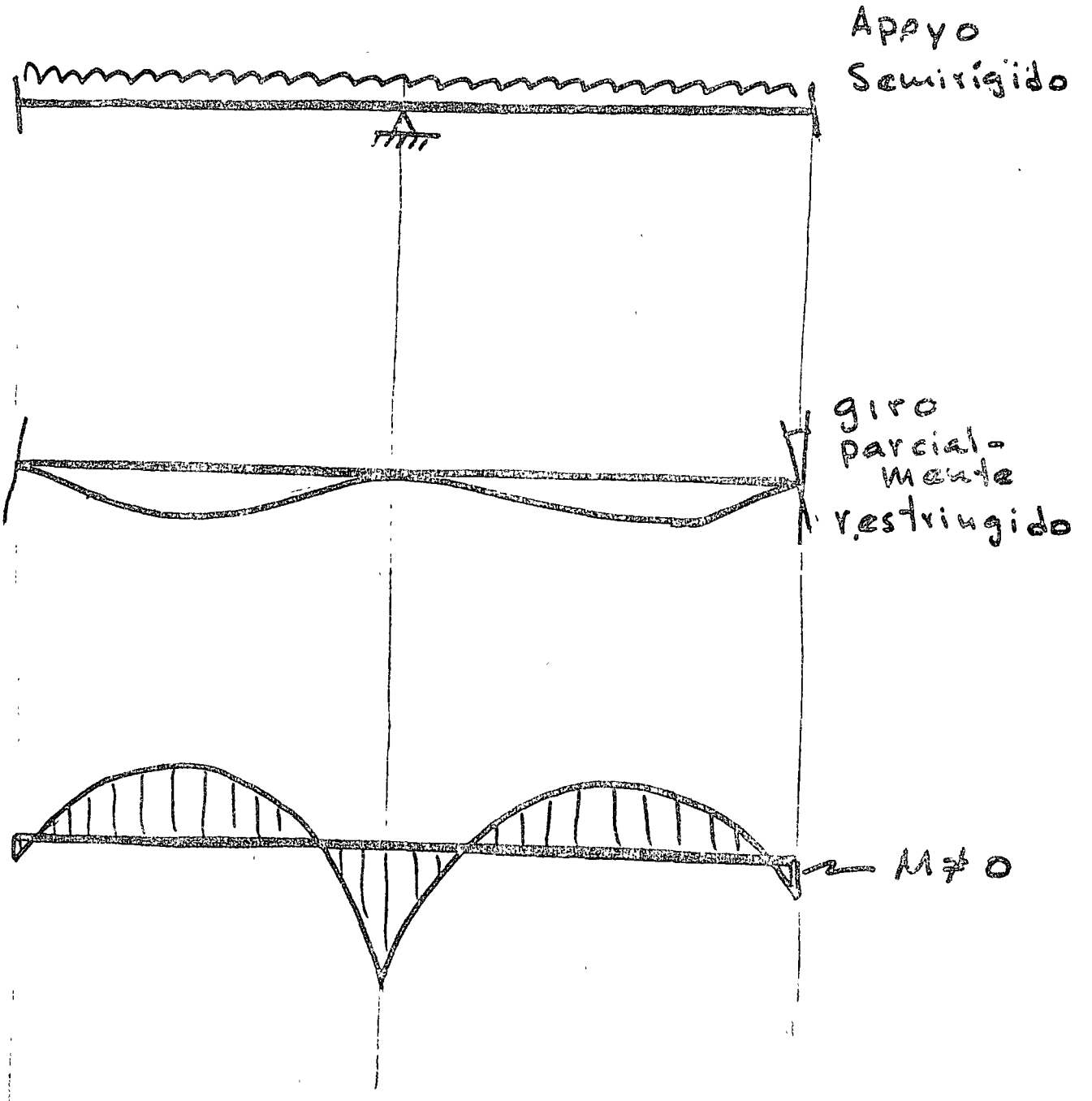
SEPTIEMBRE DE 1977.

PALACIO DE MINERIA
Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.

DIMENSIONAMIENTO DE TRABES SECUNDARIAS

Analisis de las trabes

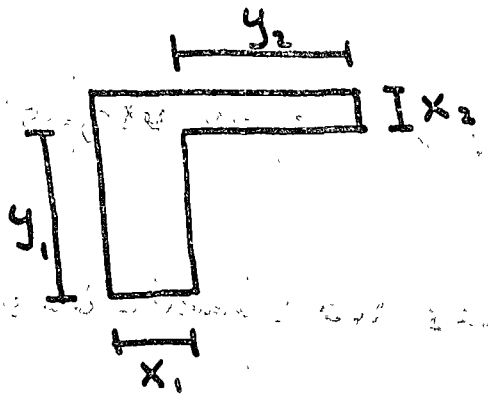



Apoyo
Semirígido
giro
parcial-
mente
restringido
M ≠ 0

Rigidez Elastica a torsión.

$$R_E = \frac{G\,\Sigma(y\,x^3\,\beta)}{L}$$

$$G = 0.4E$$



$y \leq 3x$

Valores de β en función de y/x
(Tabulados en

Rigidez a torsión considerando comportamiento inelastico del concreto.

$$R = 0.5\,R_E$$

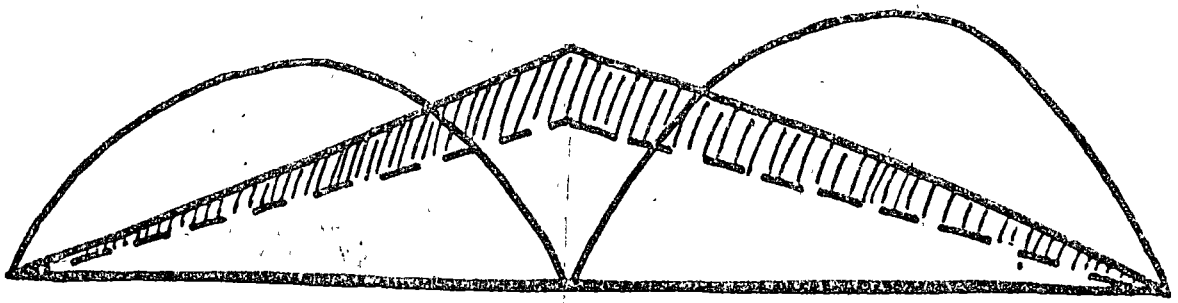
Redistribución de momentos flexionantes
(Normas 1.3.1)

Ningún momento se reduce en valor absoluto más de:

30% $\begin{cases} \text{Columnas zunchadas} \\ \text{Vigas} \\ \text{Losas apoyadas en vigas o muros} \end{cases}$

15% $\begin{cases} \text{Columnas no zunchadas} \\ \text{Losas planas} \end{cases}$

$$p_{max} \leq 0.75\, p_b$$



Redistribución de momentos

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DEL D.F.

DIMENSIONAMIENTO DE TRABES

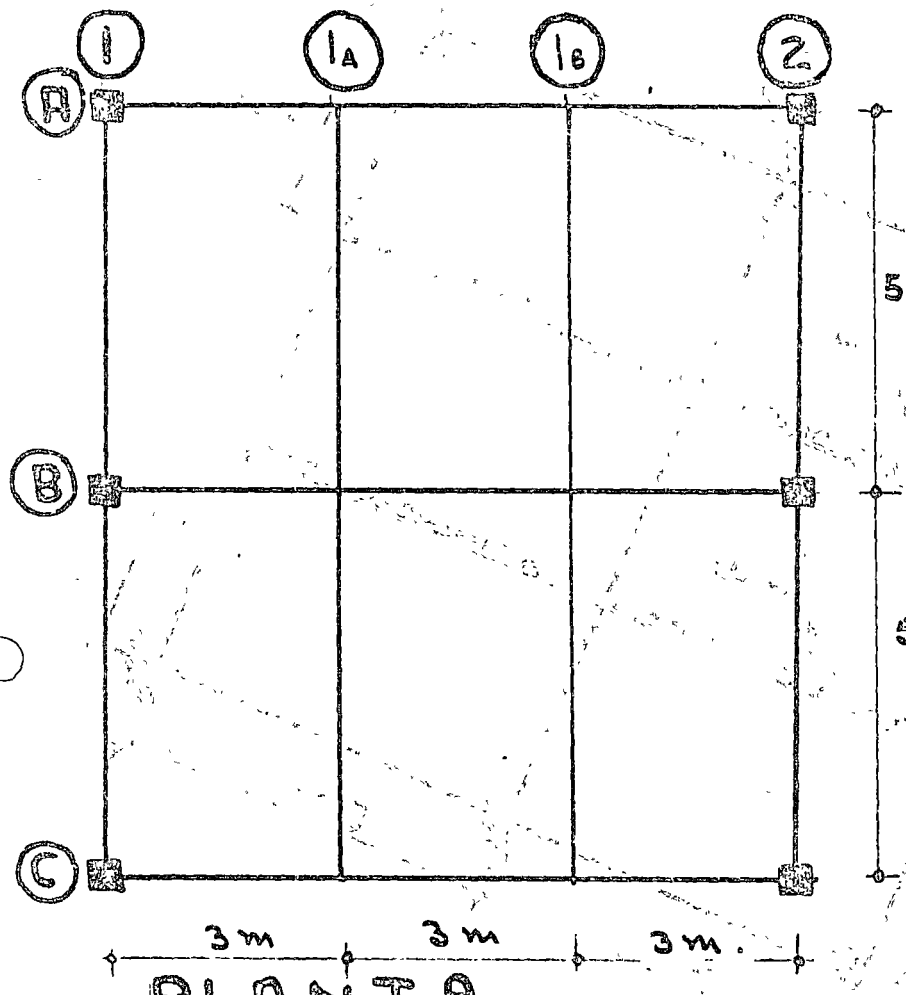
ING. FRANCISCO MORENO DERBEZ

SEPTIEMBRE DE 1977.

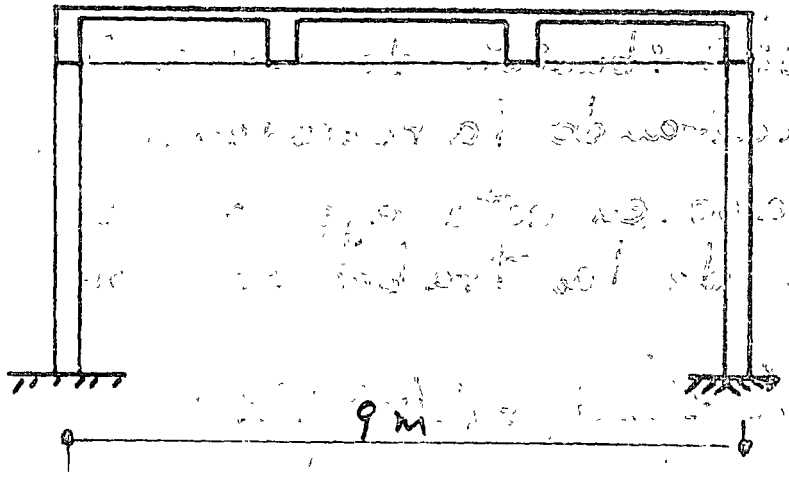
PALACIO DE MINERIA
Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.

DIMENSIONAMIENTO DE TRABES.

Análisis de trabes secundarias.-



PLANTA.



CORTE.

DATOS:

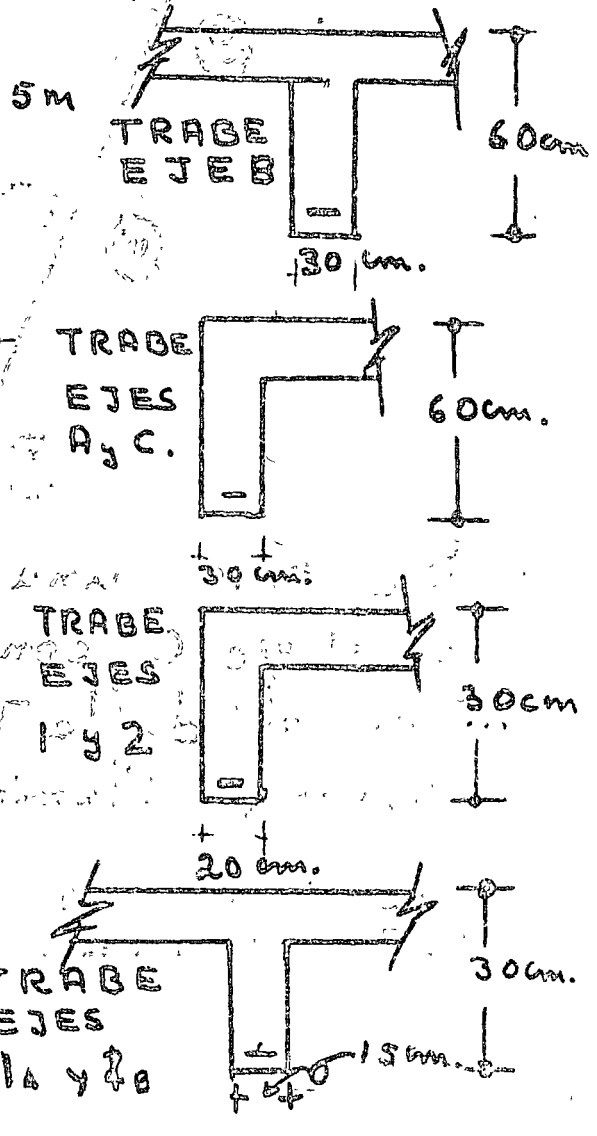
$f'_c = 200\ Kg/cm^2$

$f_y = 4000\ Kg/cm^2$

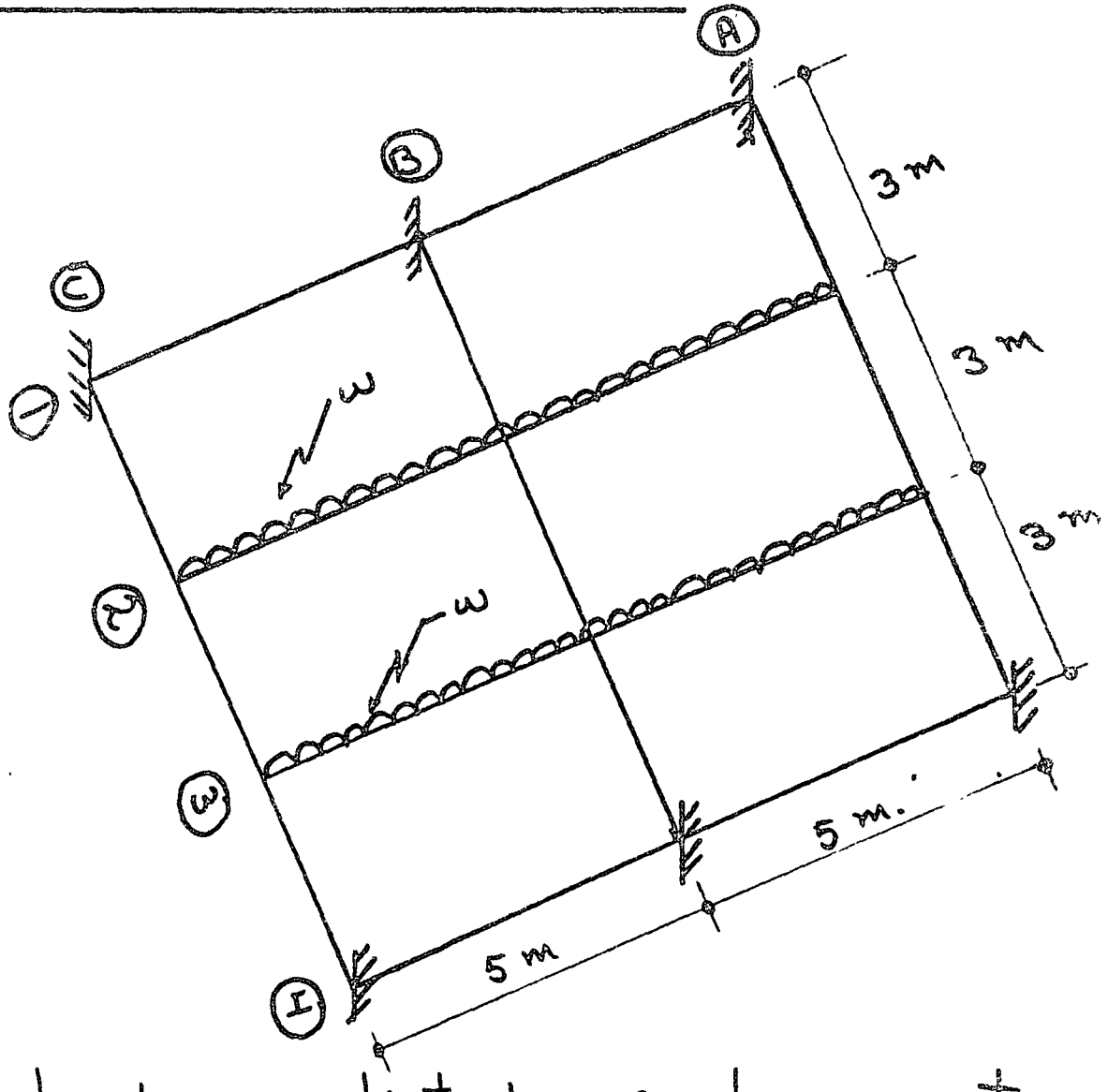
$f^*_c = 0.8 f'_c = 160\ Kg/cm^2$

$f''_c = 0.85 f^*_c = 136\ Kg/cm^2$

SECCIONES



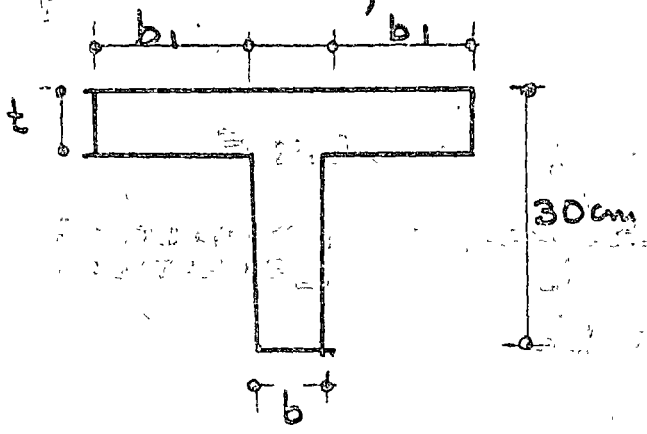
IDEALIZACION DEL SISTEMA.-



Se hará una distribución de momentos en el eje C, considerando la resistencia a torsión de la trabe en este eje, y la rigidez a flexión de las trabes secundarias.

MOMENTO DE DESEQUILIBRIO $= \left(\frac{wL^2}{12}\right)2 = 2\left(\frac{1.12 \times 25}{12}\right) = \underline{4.66 \text{ T-m}}$

RIGIDEZ, TRABES EJES 2 y 3.-



$t = 10$ cm.

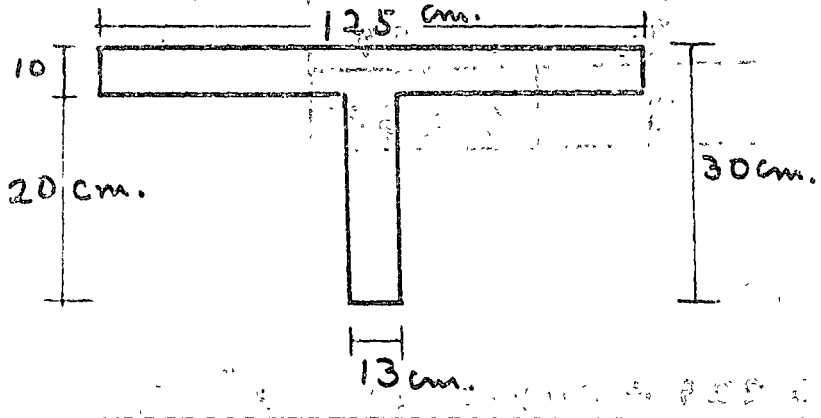
$b = 15 - 2 = 13$ cm.

$L = 500$ cm.

$L' = 300 - 13 = 287$ cm.

$$b_1 \begin{cases} 8t = 80 \text{ cm.} \\ \frac{L}{8} \text{ o } \frac{b}{2} = \frac{500}{8} - \frac{13}{2} = \underline{56 \text{ cm.}} \text{ (RIGE)} \\ \frac{L'}{2} = \frac{287}{2} = 143.5 \text{ cm.} \end{cases}$$

EN CONSECUENCIA LA SECCION DE LA TRABE PARA EL ANALISIS NOS QUEDA:



Elem.	A	y	Ay	d	d^2	Ad^2
1	260	10	2600	12.41	154	40082
2	1250	25	31250	2.59	6.70	8385
Σ	1510		33850			48427

$$I = I_{o_1} + I_{o_2} + \Sigma Ad^2$$

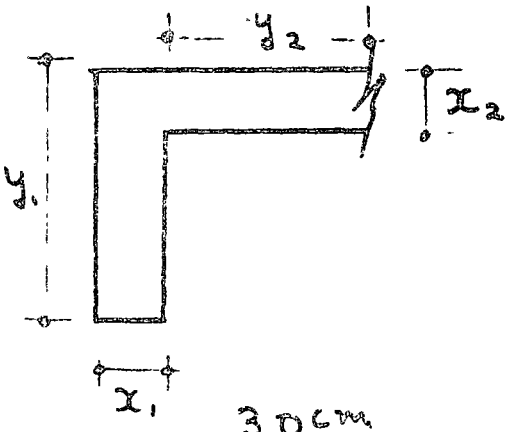
$$I = \frac{13(20)^3}{12} + \frac{125(10)^3}{12} + 48427 = \underline{67510 \text{ cm}^4}$$

$R = \frac{2EI}{L}$ => Por tratarse de una trabe simetrica.

$$R = \frac{2 \times 67.5 \times 10^3 E}{500} = 270 E$$

Para las dos trabes $R = 2 \times 270E = \underline{540E}$

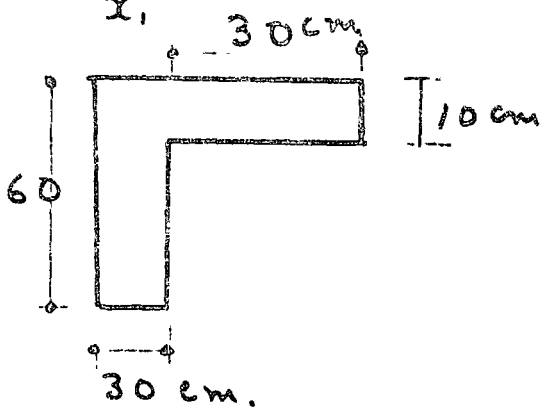
TRABE EJE C.-



$y \leq 3x$; $G = 0.4E$

$$R_E = \frac{G\Sigma(y x^3 \beta)}{L}$$ [RIGIDEZ ELASTICA]

$$R = 0.5\, R_E$$



y/x	β
2	0.229
3	0.263

$$R_E = \frac{0.4\left[60 \times 30^3 \times 0.229 + 30 \times 10^3 \times 0.263\right] E}{900}$$

$$= 168E$$

$$R = 0.5\, R_E = \underline{0.5\,(168E)} = \underline{84E}$$

Distribución de momentos:

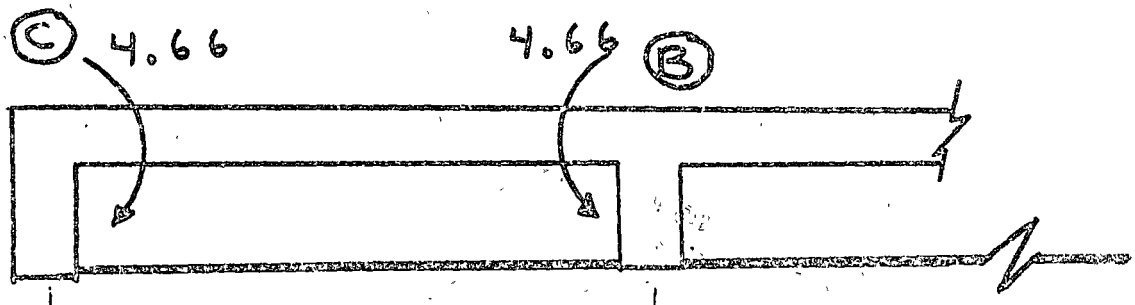
$$\Sigma R = (540 + 84)E = \underline{624E}$$

Factores de distribución.- (f_o)

TRABE EJE C. $= \dfrac{84}{624} = 0.13$

" " 2 y 3 $= \dfrac{540}{624} = \underline{0.87}$

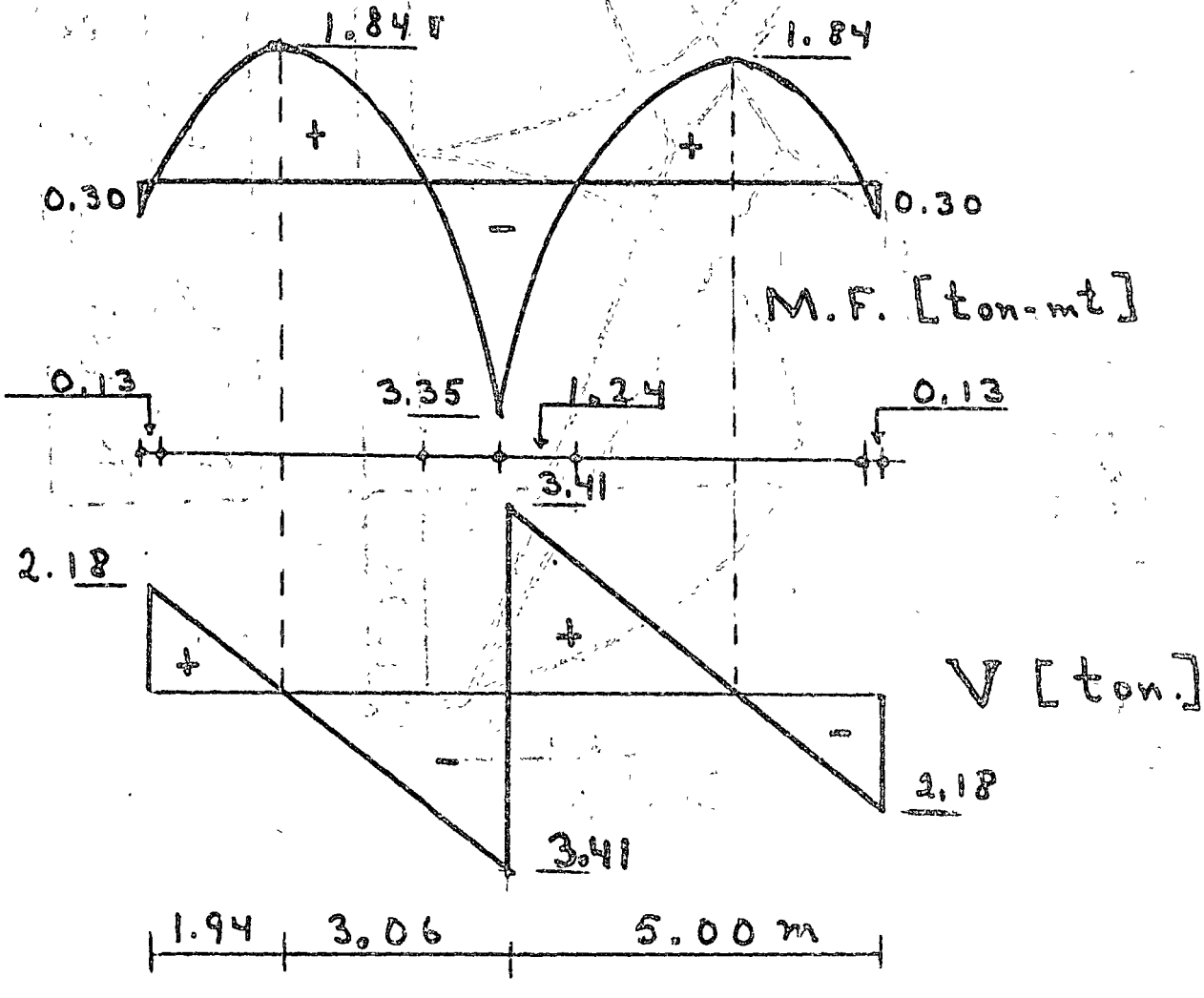
$\Sigma = 1.00$



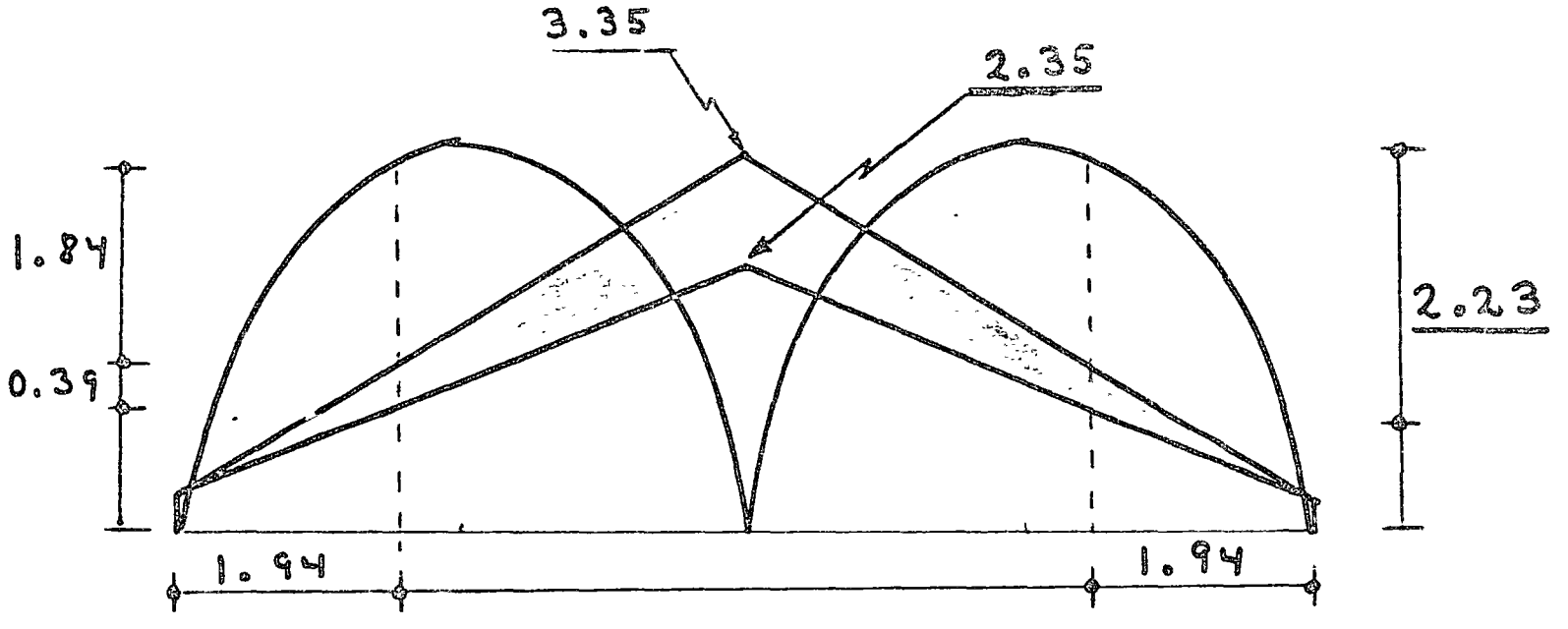
f_D	0.13	0.87	
M_E		+4.66	-4.66
	-0.61	-4.05	-2.03
M_F	-0.61	+0.61	-6.69

DIAGRAMAS:

Para cada una de las vigas se tiene:



Considerando una redistribución del 30% solo para el apoyo central, se tiene:

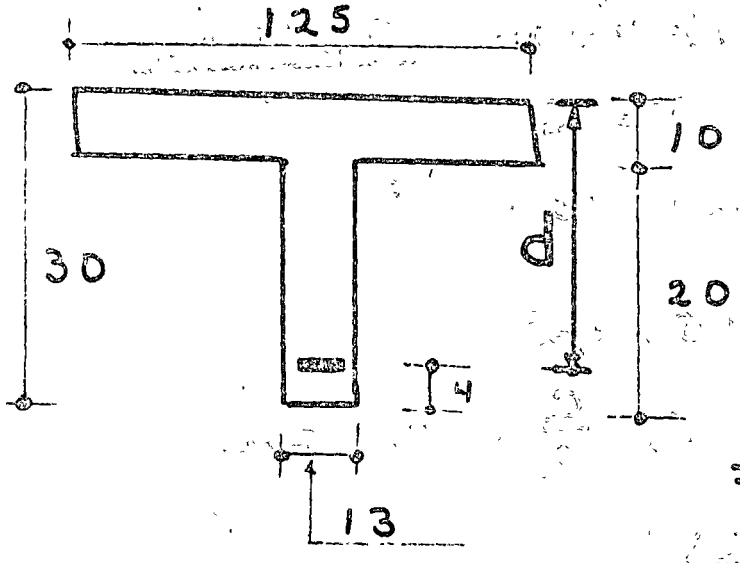


$M(-)_{MAX}$ =	2.35	[TON-MT]
$M(+)_{MAX}$ =	2.23	

CALCULO DEL REFUERZO POR FLEXION.

Para $M_{(+)MAX.} = 2.23$ TON-MT.

$M_u = F.C. \cdot M_{MAX} = 1.4 \times 2.23 = \underline{3.12 \text{ T-MT}}$



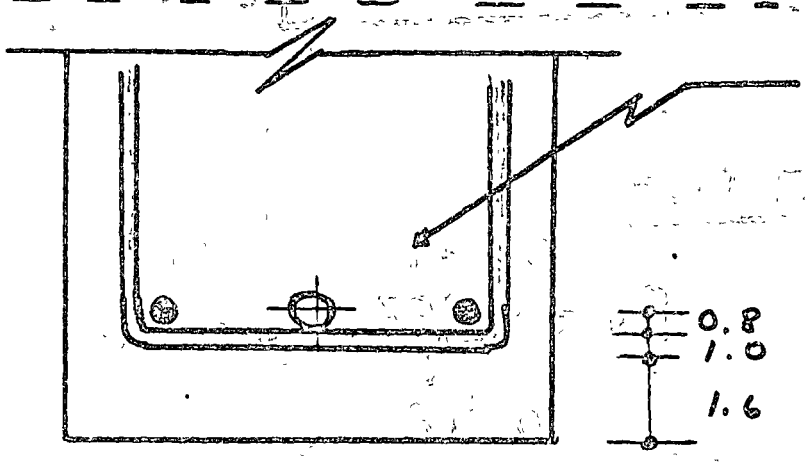
Suponiendo:
$d = 26$ cm.

$$A_s = \frac{M_u}{F_R(0.9d)\,f_y}$$

$$= \frac{312\,000}{0.9(0.9 \times 26)\,4\,000}$$

$$= 3.7 \text{ cm}^2$$

PRIMERA ALTERNATIVA.-

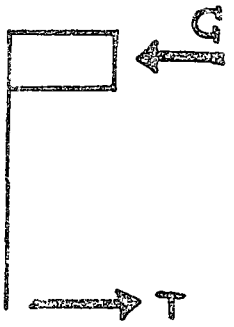


$\left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ No. } 3 \\ 1 \text{ No. } 5 \end{array} \right.$ $\underline{A_s = 3.41 \text{ cm}^2}$

$3.4 \Longrightarrow \underline{3.5 \text{ cm}}$

En consecuencia:

$d = 30 - 3.5 = 26.5 \quad \therefore \quad \underline{d = 26.5 \text{ cm.}}$



$$C = A_c f''_c$$
$$T = A_s f_y$$

donde:

$$T = 3.41 \times 4000 = \underline{13640 \text{ Kg.}}$$

Siendo $T = C$

$$A_c = \frac{T}{f''_c} = \frac{13640}{136} = 100 \text{ cm}^2$$

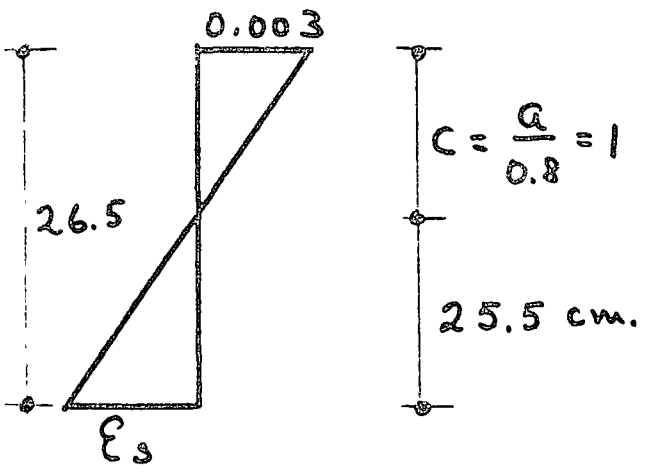
Area del Patin $= 1250 \text{ cm}^2$

$$\therefore a = \frac{100}{125} = 0.8 \quad \therefore \frac{a}{2} = 0.4 \text{ cm.}$$

$$M_R = F_R\left[T\left(d - \frac{a}{2}\right)\right]$$
$$= 0.9\left[13640\,(26.5 - 0.4)\right] = 320103 \text{ Kg-m}$$

$$\boxed{M_R = 3.2 \text{ TON-MT} > 3.12 \text{ T-MT}}$$ (OKEY) ✓

DUCTILIDAD:



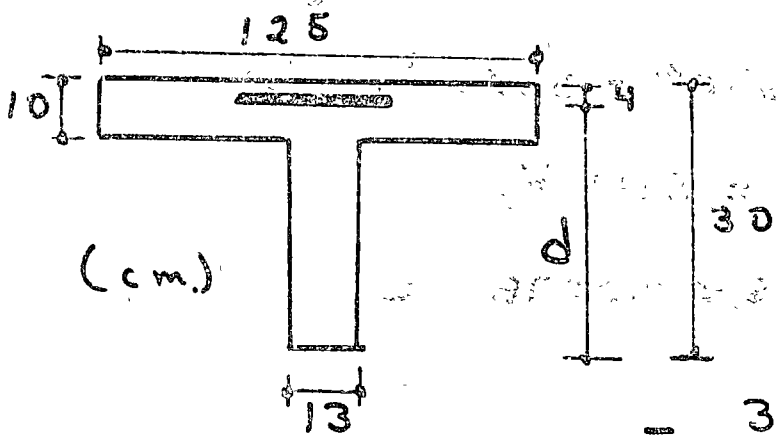
$$\varepsilon_s = \frac{0.003}{1} \times 25.5 = 0.08$$

$$\therefore \boxed{\varepsilon_s > \varepsilon_y}$$ ✓

(OKEY)

Para $M_{(-)MAX} = 2.35$ TON-MT.

$M_U = F.C. \cdot M_{MAX} = 1.4 \times 2.35 = \underline{3.29 \text{ TON-M.}}$



Suponiendo:

$d = 26$ cm.

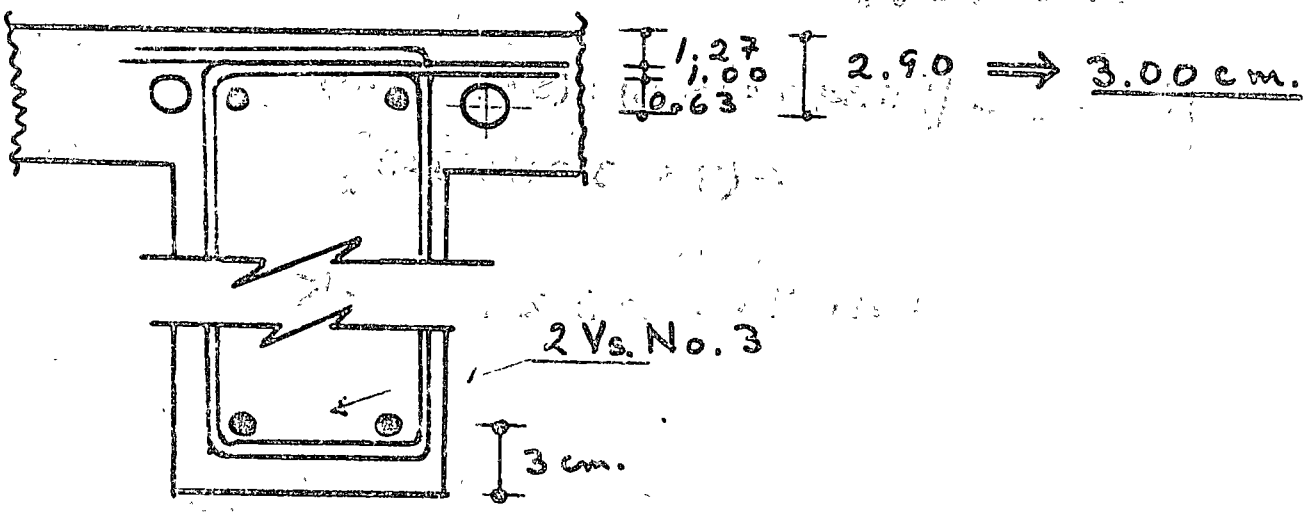
$$A_s = \frac{M_U}{F_R(0.9d)f_y}$$

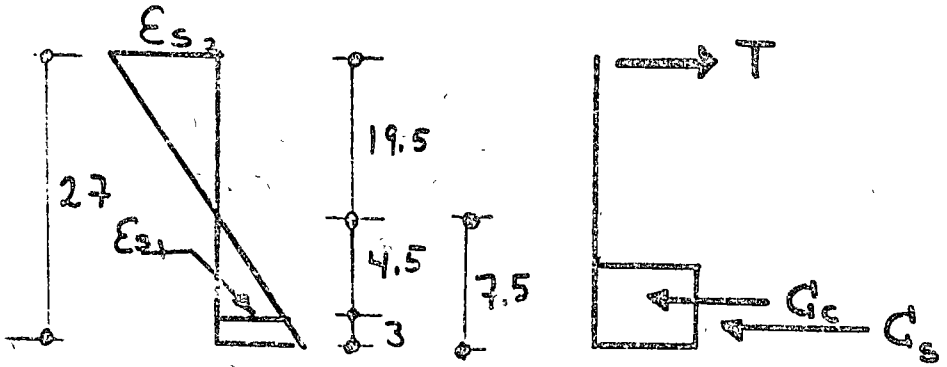
$$= \frac{329\,000}{0.9(0.9 \times 26)\,4010}$$

$$= 3.91 \text{ cm}^2$$

PRIMERA ALTERNATIVA:

2 Vs #3 + 2 Vs #4 = 3.96 cm²





$$\varepsilon_{s1} = \frac{0.003}{7.5} \times 4.5 = 0.0018 < \varepsilon_y$$

$$f_s = 0.0018 \times 2 \times 10^6 = 3600 \ Kg/cm^2$$

$$C_s = 1.42 \times 3600 = 5112 \ Kg$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{0.003}{7.5} \times 19.5 = 0.0078 > \varepsilon_y$$

$$T = 15840 \ Kg$$

$$C = 15840 - 5112 = 10728 \ Kg$$

$$a = \frac{10728}{13 \times 136} = 6.06 \ cm$$

$$c = \frac{6.06}{0.8} = 7.58 \ cm \doteq 7.5 \quad OK$$

$$a/2 = 3.03 \ cm$$

$$M_R = 0.9 \left[(15840 \times 19.5) + (5112 \times 4.5) - (7.5 - 3.03) 10728 \right]$$

$$M_R = 3.41 \ Tm > 3.29 \quad OK$$

educación continua
estudios superiores
de ingeniería, unam

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DEL D.F.

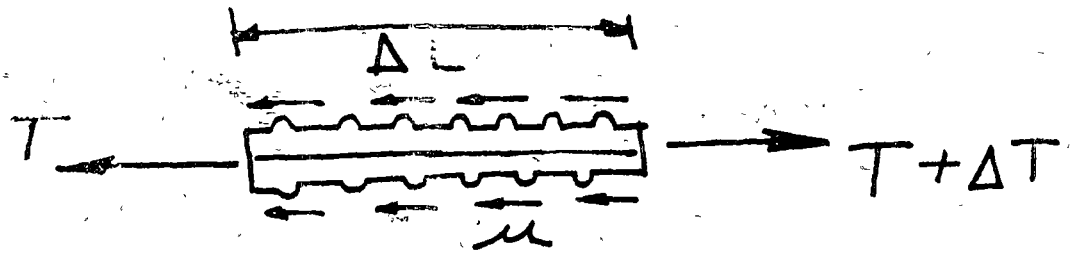
ADHERENCIA Y ANCLAJE

ING. FRANCISCO MORENO DERBEZ

SEPTIEMBRE DE 1977.

ADHERENCIA Y ANCLAJE

1) Naturaleza



u: esfuerzos de adherencia.

2).- La adherencia o resistencia al deslizamiento tiene su origen en:

a) Adhesion de origen quimico

b).- Friccion entre el acero y el concreto

c).- Apoyo directo de las corrugaciones.

a) y b) en varillas lisas

a), b) y c) en varillas corrugadas

3) Variables principales

Espesor del recubrimiento

Separación entre varillas

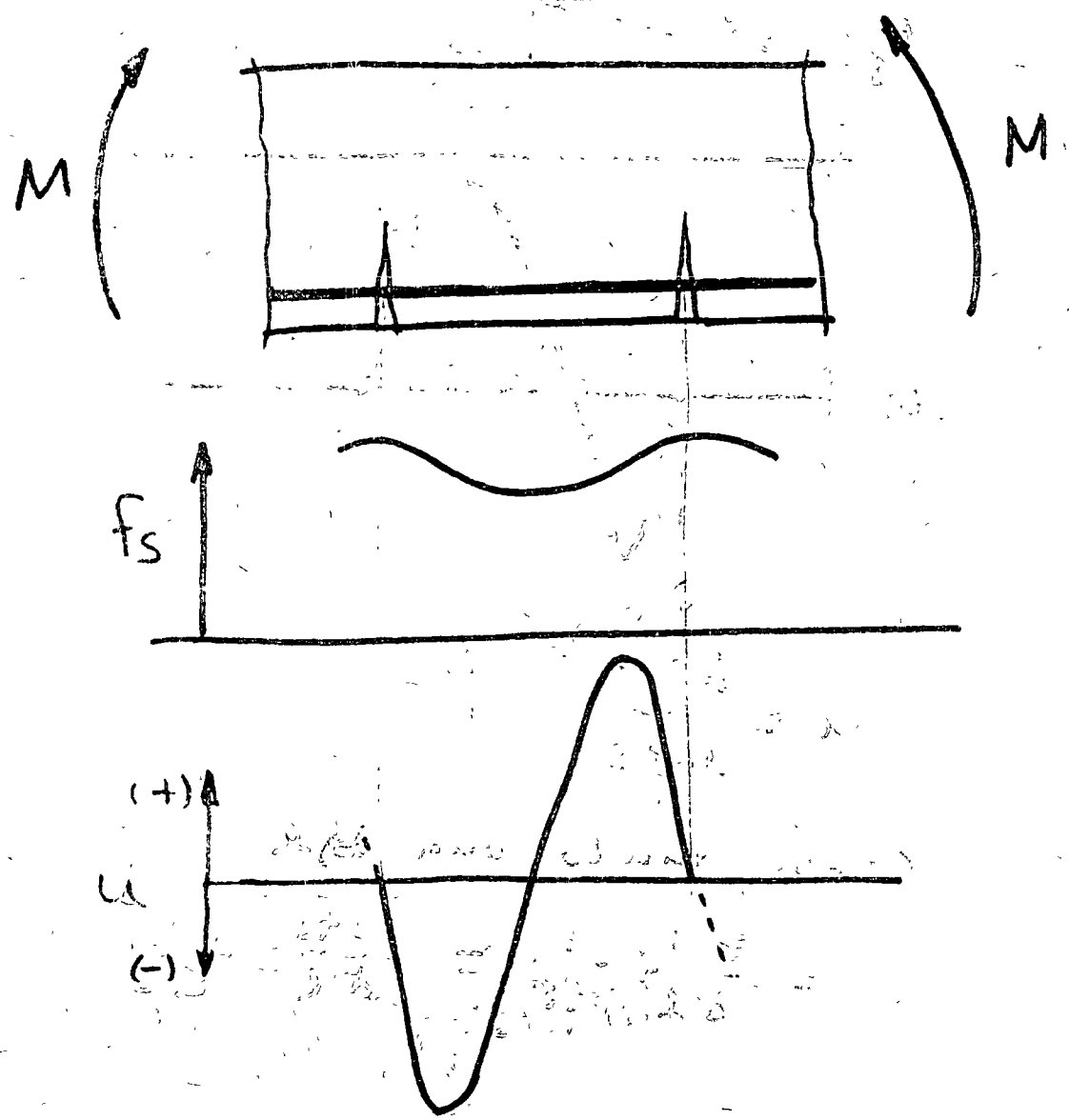
Resistencia a tension del concreto
(agrietamiento longitudinal)

Posición del acero de refuerzo
(Sangrado y segregación)

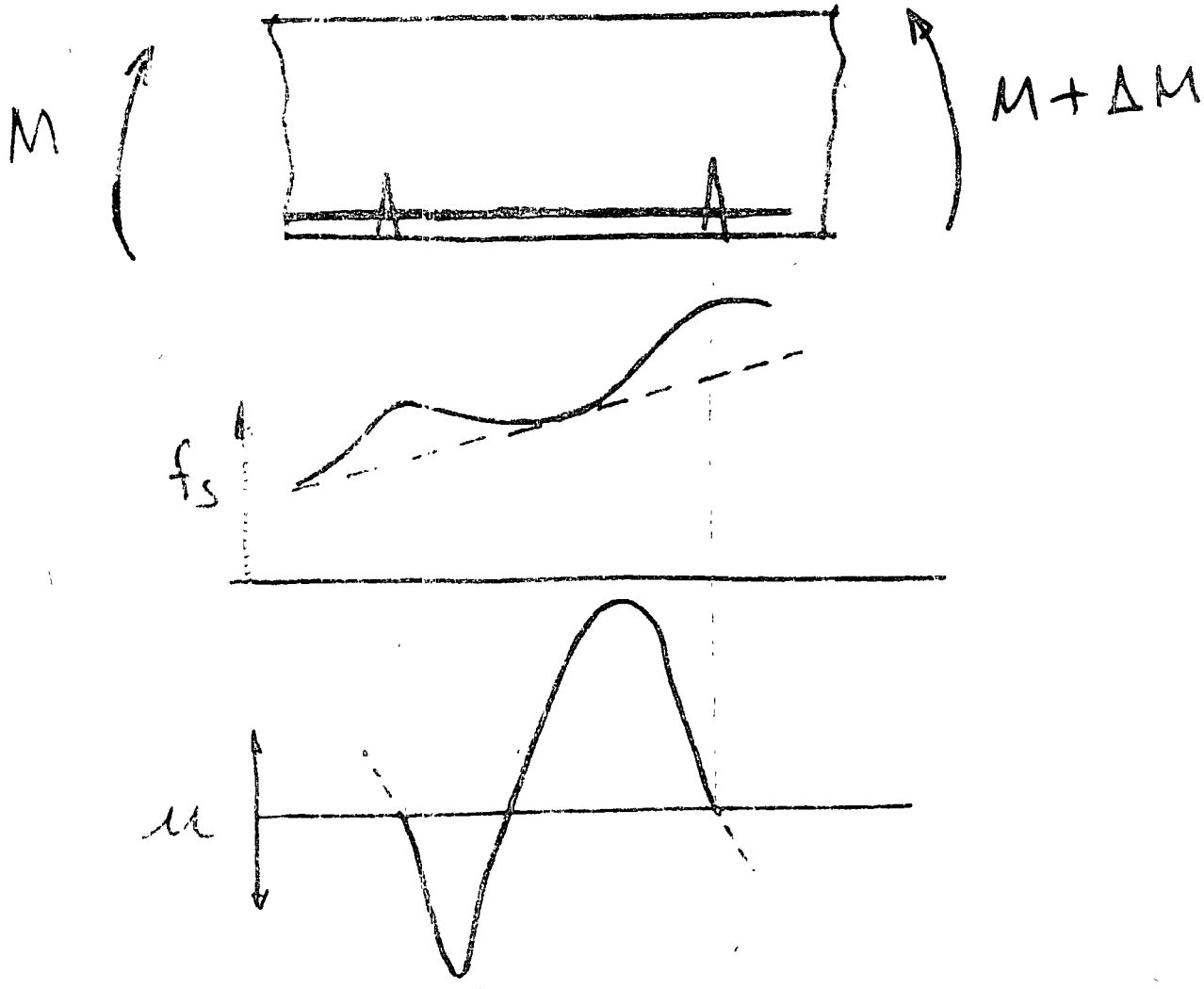
Adherancia por anclaje o desarrollo

Son los esfuerzos que, en la longitud de desarrollo, toman en cuenta el agrietamiento y el incremento de esfuerzos en la varilla

$$M = cte$$



M = variable



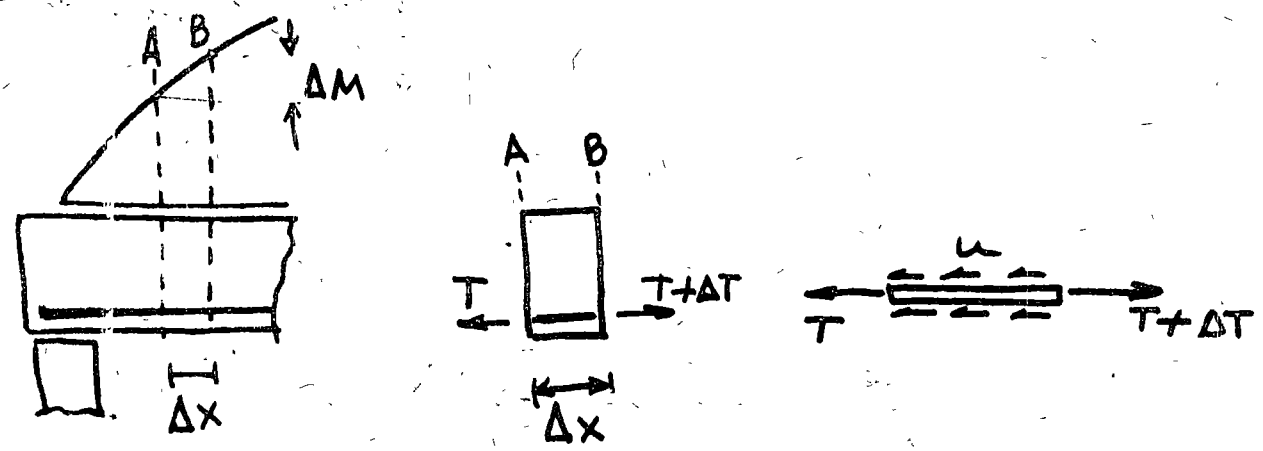
$$u = \frac{\Delta T}{l \Sigma s}$$

considerando una dl

$$u = \frac{dT}{dl} \frac{1}{\Sigma s} = \frac{df_s}{dl} \frac{A_s}{\Sigma s}$$

Adherencia por flexión

Considera el efecto local de un cambio rápido de esfuerzos en las varillas, donde la fuerza cortante es máxima



$$\Delta T = \frac{\Delta M}{z} \qquad (1)$$

$$\Delta T = u\,(\Sigma s)\,\Delta x \qquad (2)$$

$$u = \frac{\Delta M}{z\,\Sigma s\,\Delta x}$$

$\Delta x \to 0$

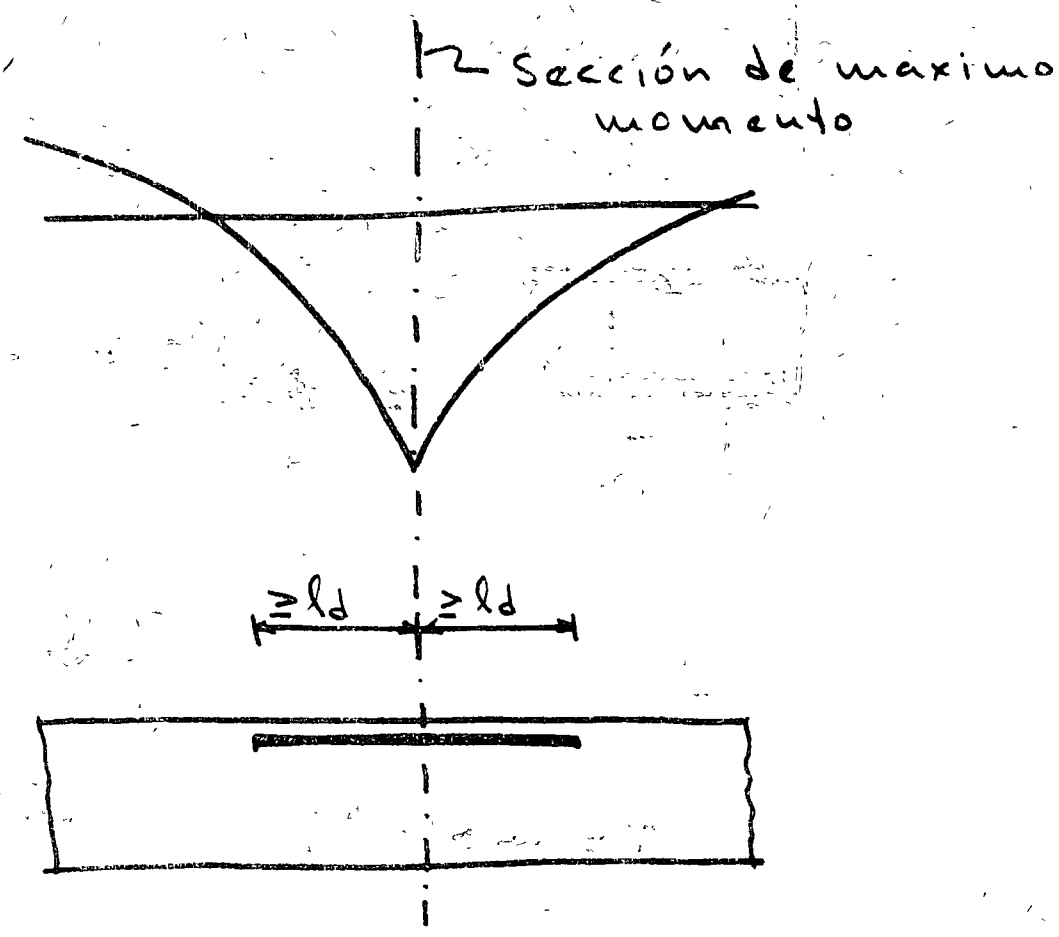
$$u = \frac{dM}{dx}\,\frac{1}{z\,\Sigma s}$$

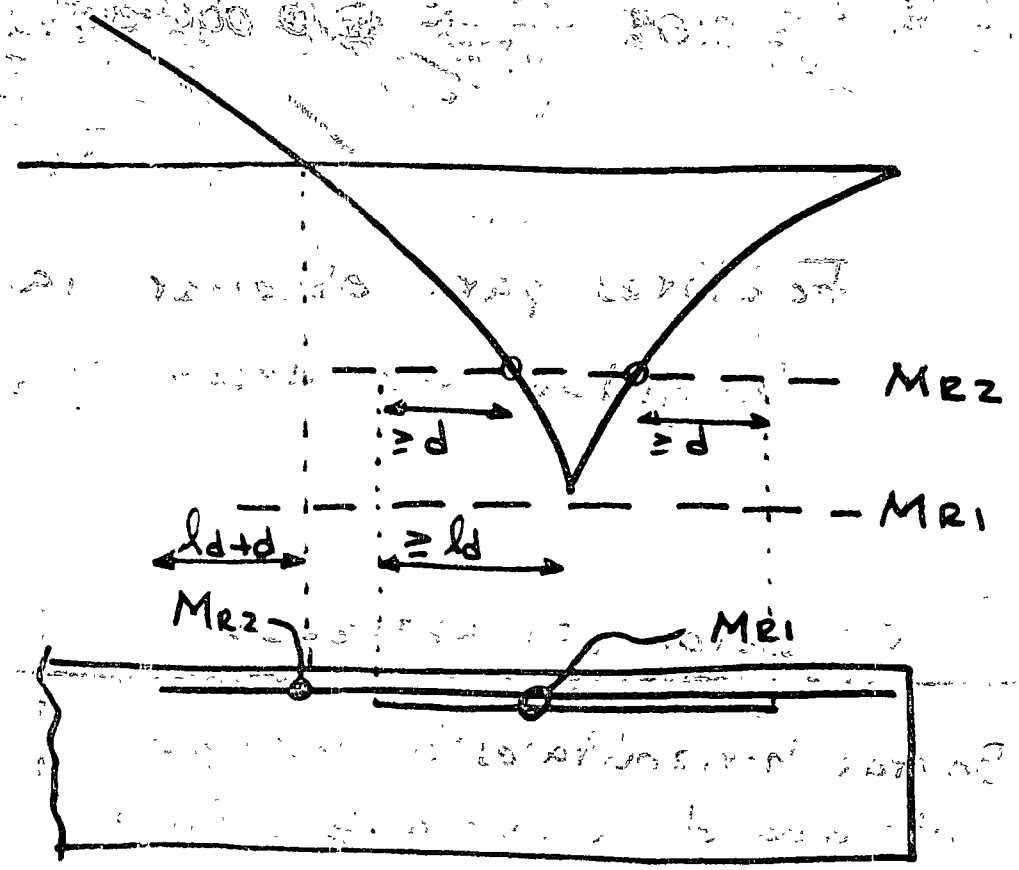
pero $dM/dx = V$

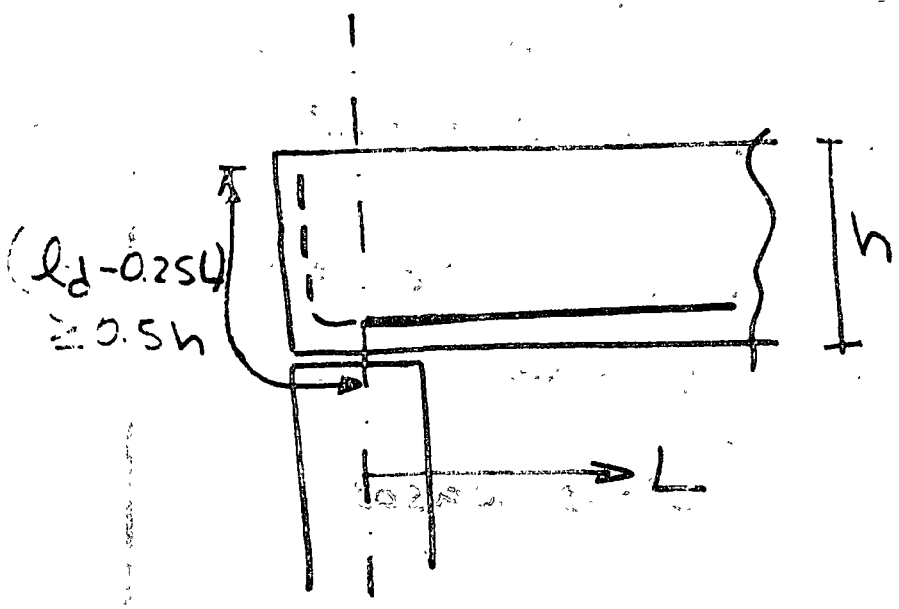
$$\boxed{u = \frac{V}{z\,\Sigma s}}$$

Que dice el reglamento?

Acero en tensión:




MR2
≥d
≥d
MR1
ld+d
≥ ld
MR2
MR1


(ld-0.25h)
≥0.5h
h
L

Longitud basica de desarrollo:

$$l_{db} = 0.06 \frac{a_s f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.006 d_b f_y$$

Factores para obtener la longitud de desarrollo (l_d)

CONDICION DEL REFUERZO	FACTOR
Barras horizontales ó inclinadas colocada de manera que bajo ellas se vacien mas de 30 cm de concreto	1.4
En concreto ligero	1.33
Barras con $f_y > 4200$ Kg/cm²	$2 - \frac{4200}{f_y}$
Barras torcidas en frio de diametro ≥ 19.1 mm	1.2
Todos los otros casos	1.0

$$l_d \geq 30 \text{ cm}$$

En paquetes l_d se incrementa:

$$l_d' = 1.2\, l_{dc}$$

$$l_d' = 1.33\, l_{dc}$$

Si el esfuerzo en acero es menor que f_y:

$$l_d' = \frac{f_s}{f_y}\, l_{dc}$$

En varillas lisas:

$$l_d' = 2\, l_{d\,corr}$$

<u>Acero en compresión</u>

$$l_d = 0.6\, l_{d\,tension}$$

$$l_d \geq 20\ cm.$$

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DEL D. F.

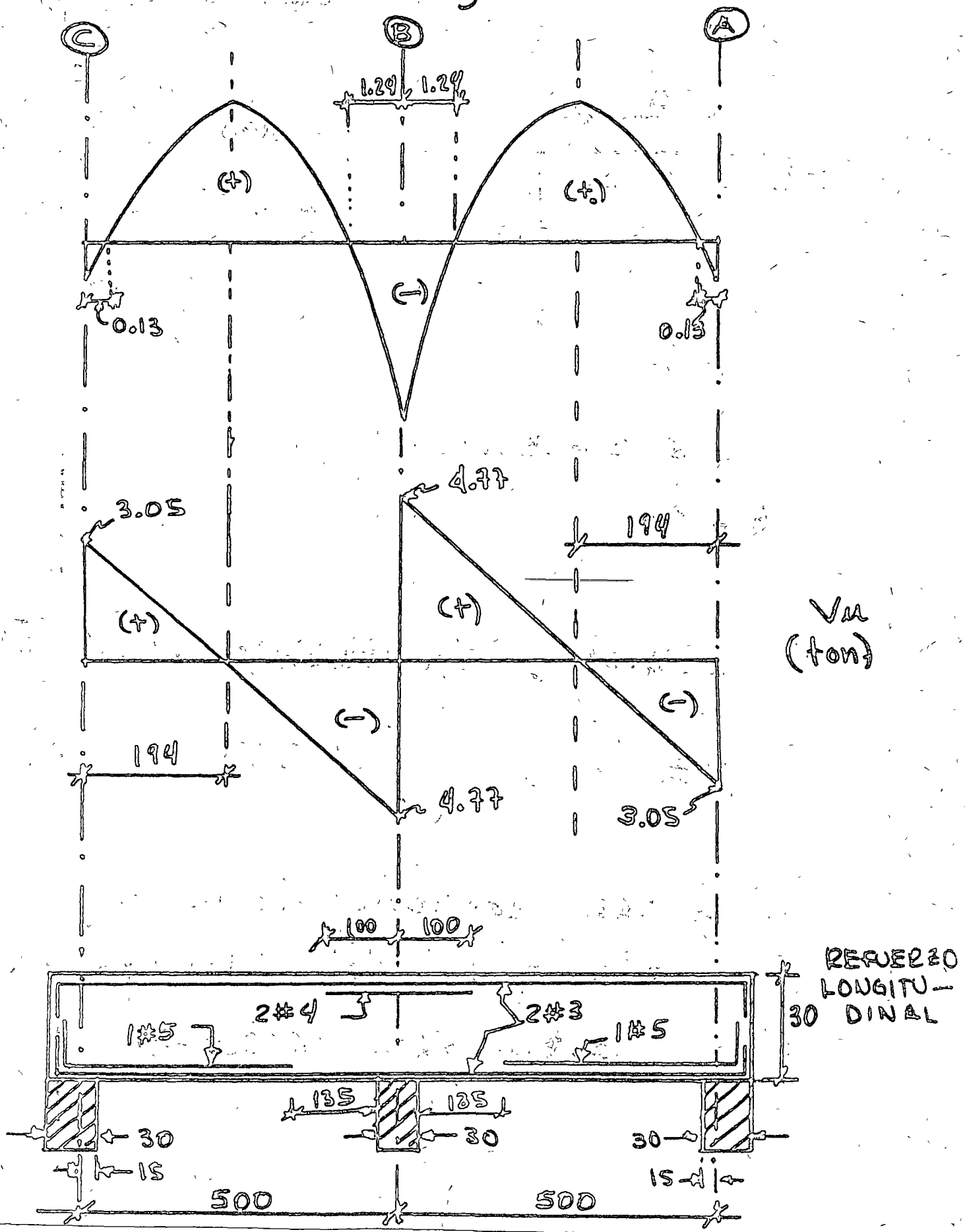
REFUERZO POR CORTANTE

ING. EDUARDO GUZMAN ESCUDERO

SEPTIEMBRE, 1977

REFUERZO POR CORTANTE

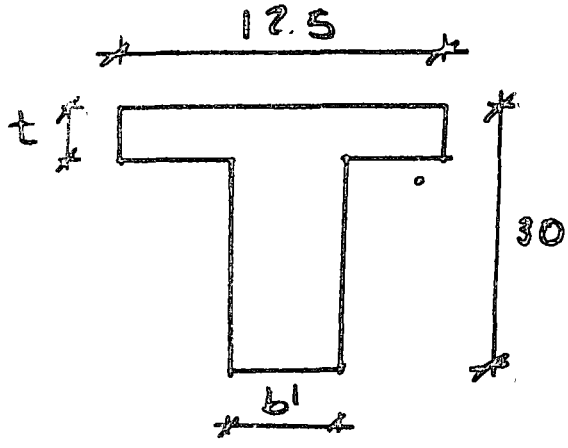
TRABES EJES 1-a y 1-b



CONTRIBUCION DEL CONCRETO

ART. 2.1.5.- a)

Sección:



$h < 100$ ok

$\frac{h}{b'} = \frac{30}{13} < 6$ ok

$\frac{l}{h} = \frac{500}{30} > 5$ ok

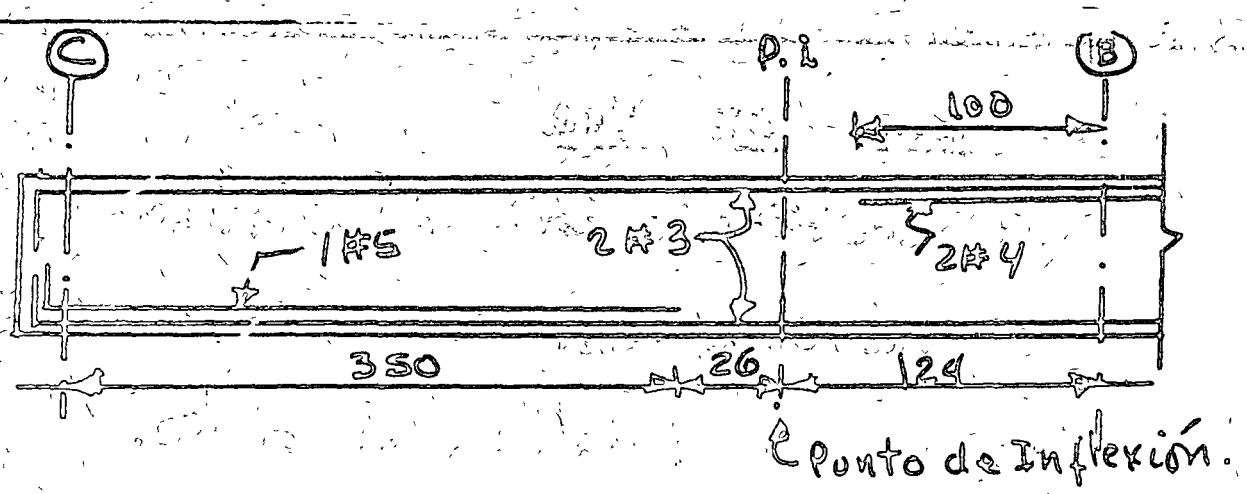
$b' = 15 - 2 = 13$ cm

$t = 10$ cm

si $p < 0.01$; $V_{cr} = F_R b'd(0.2 + 30p)\sqrt{f^*_c}$

si $p \geq 0.01$; $V_{cr} = 0.5 F_R b'd \sqrt{f^*_c}$

En el caso particular de las vigas "T" se puede considerar $b'd \rightarrow b'd + t^2$ si el patín está en compresión



PATIN EN COMPRESION

con 1#5 + 2#3 ($A_s = 3.41 cm^2$); $p = \frac{A_s}{b'd} = \frac{3.41}{13 \times 26.5} = 0.0099 < 1\%$

$p < 1\%$ ∴ $V_{cR} = F_R b'd (0.2 + 30p)\sqrt{f^*_c}$

$V_{cR} = 0.8(13 \times 26.5 + 100)(0.2 + 30 \times 0.0099)\sqrt{160} = \underline{\underline{2235.5}}$ kg

con 2#3 ($A_s = 1.42 cm^2$); $p = 0.004 < 1\%$

$p < 1\%$ ∴ $V_{cR} = 0.8(13 \times 26 + 100)(0.2 + 30 \times 0.004)\sqrt{160} = \underline{\underline{1439}}$ kg

PATIN EN TENSION

con 2#4 + 2#3 ($A_s = 3.96 cm^2$); $p = \frac{3.96}{13 \times 27} = 0.0113 > 1\%$

$p > 1\%$ ∴ $V_{cR} = 0.5 F_R \sqrt{f^*_c}\, bd = 0.5 \times 0.8 \sqrt{160} \times 13 \times 27 = 1776$ kg

$V_{cR} = \underline{\underline{1776}}$ kg

Con 2#3 ($A_s = 1.42 cm^2$) $p = 0.004 < 1\%$

$p < 1\%$ ∴ $V_{cR} = 0.8(13 \times 27)(0.2 + 30 \times 0.004)\sqrt{160}$

$V_{cR} = \underline{\underline{1134}}$ kg

DIAGRAMA DE Vcr

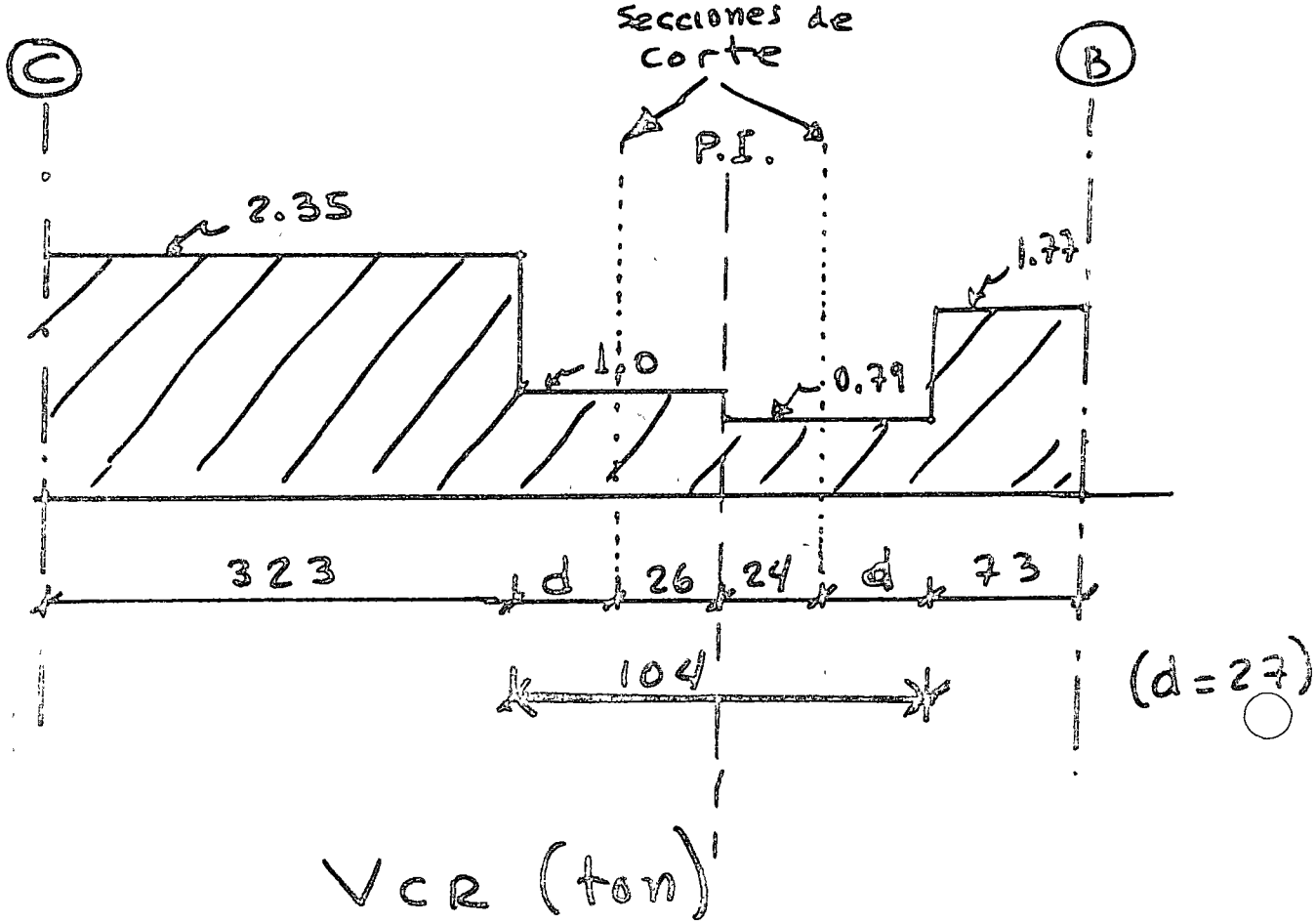
En las secciones de corte de varillas se tomará 0.70 Vcr en los tramos comprendidos a un peralte del corte.

ART. 2.1.5.-f)

% DE ACERO QUE SE INTERRUMPE

Lecho inferior; $\frac{1.99}{3.41} \times 100 = 58\% > 33\%$

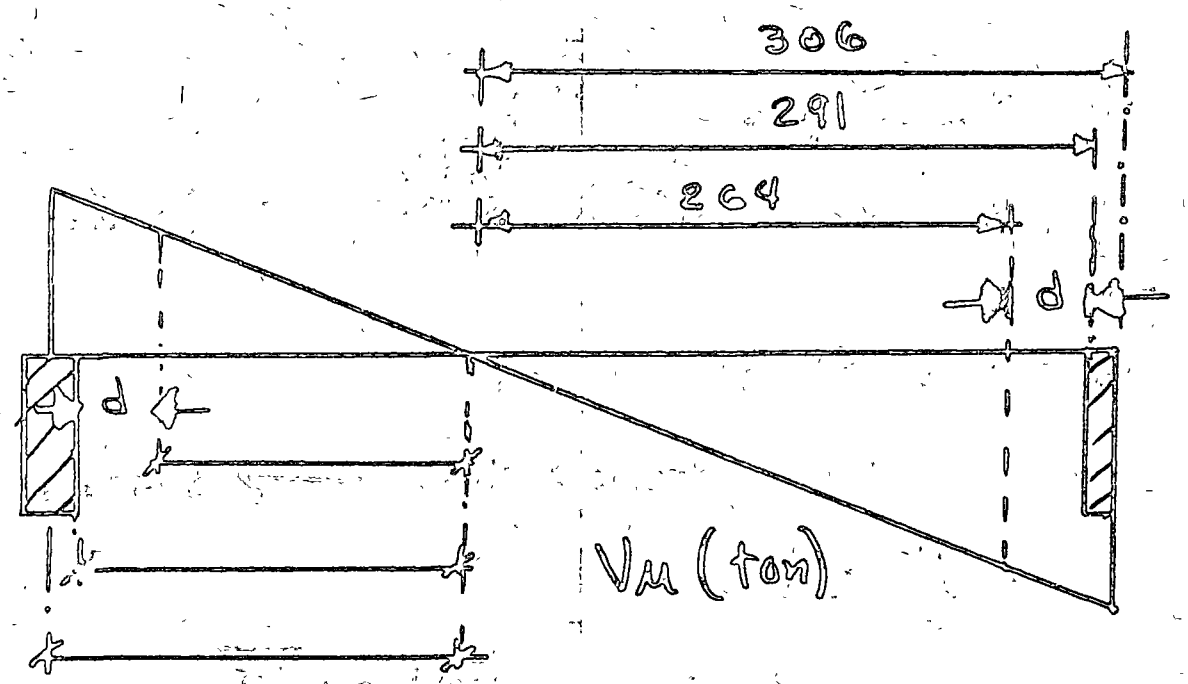
Lecho superior; $\frac{2.54}{3.96} \times 100 = 64\% > 33\%$

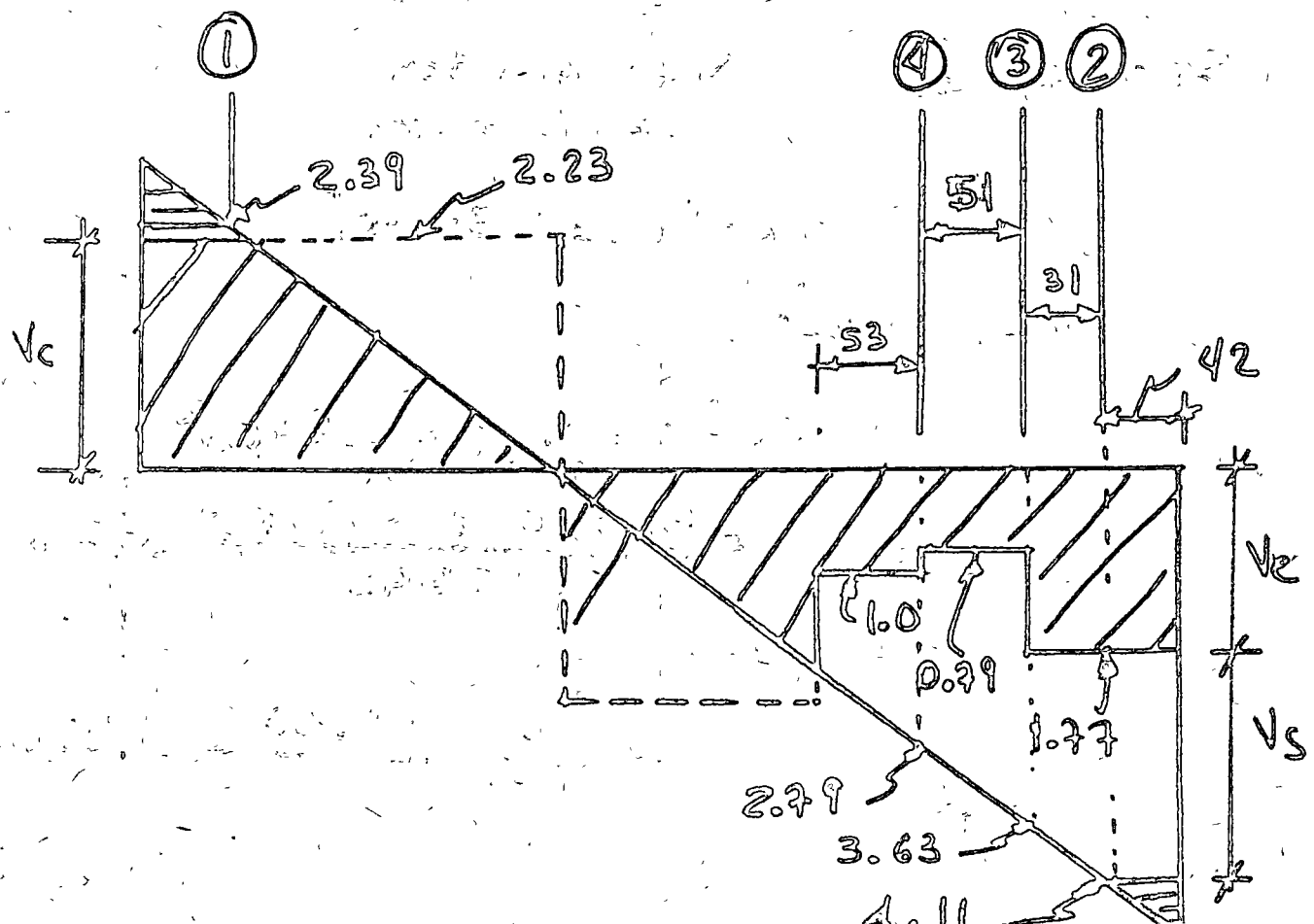


CALCULO DEL REFUERZO

Secciones críticas

ART. 2.1.5.-d





CON ESTRIBOS VERTICALES

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5\, b}$$ ART. 2.1.5.-

si $V_u > V_{CR}$

y $V_u \leq 1.5\, F_R\, b\, d \sqrt{f^*_c} \longrightarrow S_{máx} = 0.5\, d$

si $V_u > V_{CR}$

y $V_u > 1.5\, F_R\, b\, d \sqrt{f^*_c} \longrightarrow S_{máx} = 0.25\, d$

En ningún caso:

$$V_u > 2.5\, F_R\, b\, d \sqrt{f^*_c}$$

Sección (2) $V_u = 4.11$ ton
$V_{CR} = 1.77$ ton

$V_u - V_{CR} = 2.34$ ton (d = 27 cm)

Con estribos de # 2.5

$A_v = 2 \times 0.49 = 0.98\ cm^2$

$$S = \frac{0.8 \times 0.98 \times 4000 \times 27}{2340} = 36\ cm$$

Con estribos # 2 ; $A_v = 0.62\ cm^2$

($\varnothing$ mín admisible)
$f_y = 2500\ kg/cm^2$

$$S = \frac{0.8 \times 0.62 \times 2500}{2340} = 14.3\ cm$$

LIMITACIONES

$$\frac{F_R A_v f_y}{3.5b} = \frac{0.8 \times 0.62 \times 2500}{3.5 \times 13} = 27.25\,cm$$

$$\therefore S < \frac{F_R A_v f_y}{3.5b} \quad \underline{ok}$$

$$1.5 F_R b d \sqrt{f^*_c} = 1.5 \times 0.8 \times 13 \times 27 \sqrt{160} = 5327\ kg$$

$$4.11 < 5.32 \quad ; \quad V_u < 1.5 F_R b d \sqrt{f^*_c}$$

$$\therefore S_{máx} = 0.5d = 0.5 \times 27 = \underline{\underline{13.5\,cm}}$$

$$\therefore \text{Estr } \#2 \text{ @ } 13$$

Sección ③

$$V_u - V_{cR} = 3.63 - 0.79 = 2.81 \text{ ton} \qquad (d = 27)$$

Con Estr #2

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_c} = \frac{0.8 \times 0.62 \times 2500}{2810} = 11.91\,cm$$

$$S = 12 < \frac{F_R A_v f_y}{3.5b} = 27.25$$

$$V_u \leq 1.5 F_R b d \sqrt{f^*_c}$$

$$3.63 < 5.32 \Rightarrow S_{máx} = 0.5d = 13.5\,cm$$

$$\therefore \text{Estr } \#2 \text{ @ } 12$$

Sección (4)

$V_u - V_{CR} = 2.29 - 1.00 = 1.29$ ton

Con estr #2

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_c} = \frac{0.8 \times 0.62 \times 2500 \times 27}{1290} = 25.9 \text{ cm}$$

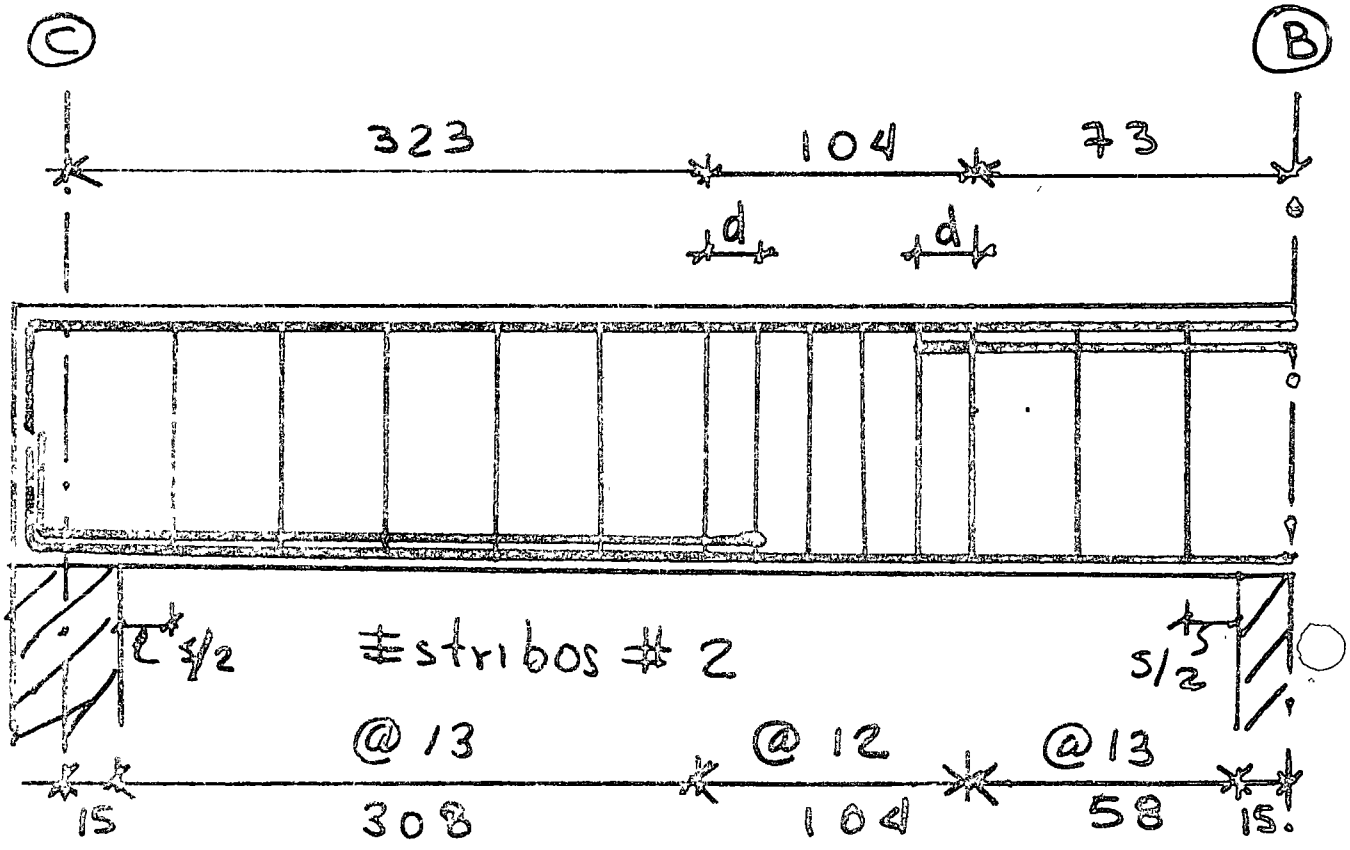
$$S = 26 < \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b} = 27.25 \text{ cm}$$

$$V_u < 1.5 F_R b d \sqrt{f'_c}$$

$2.29 < 5.32$

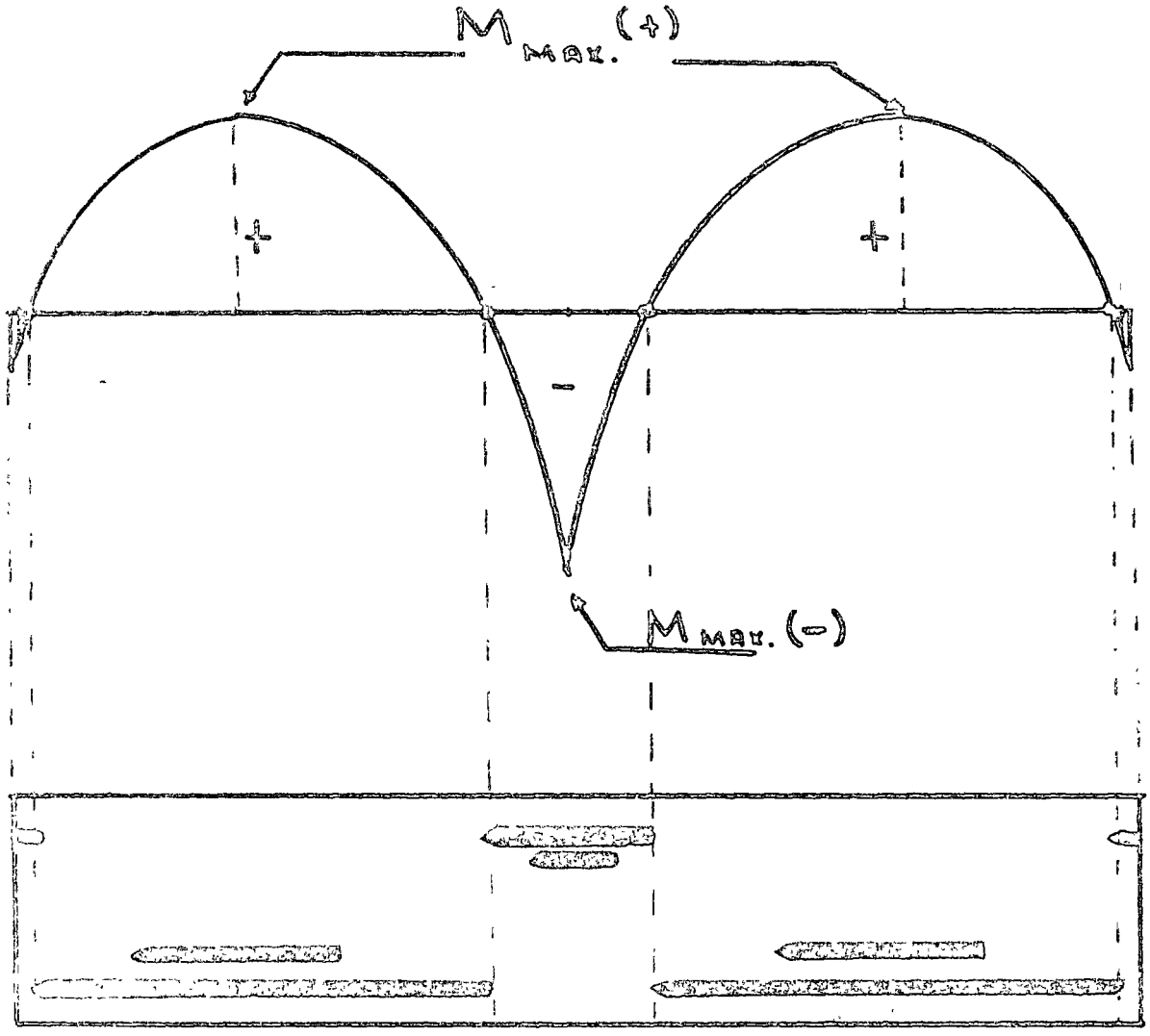
$\therefore S_{máx} = 0.5d = 13.5$ cm

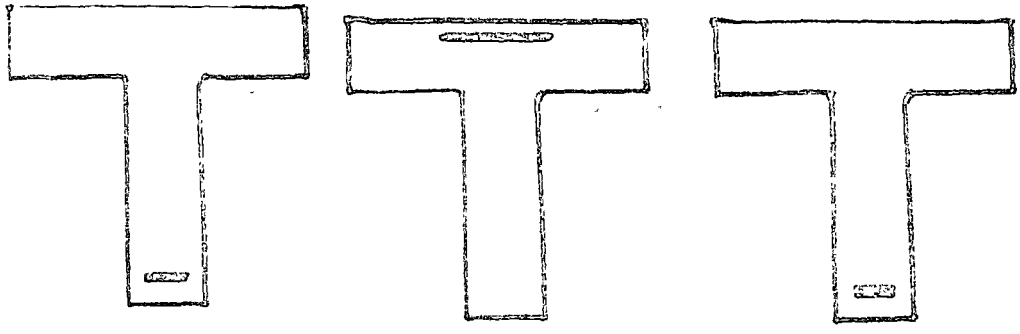
Estr # 2 @ 13



CORTE DE VARILLAS.

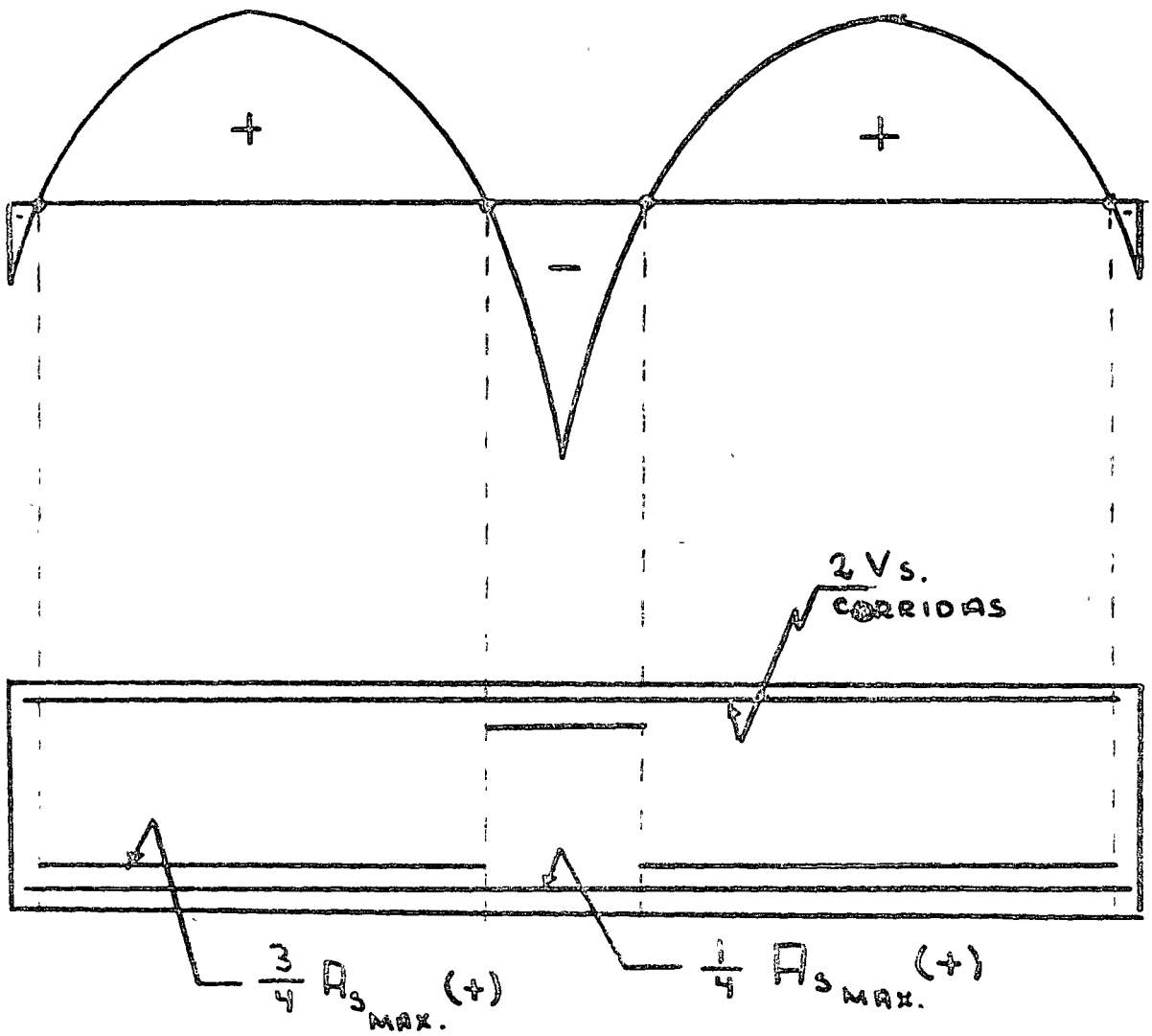
DISTRIBUCION PRELIMINAR DEL REFUERZO.



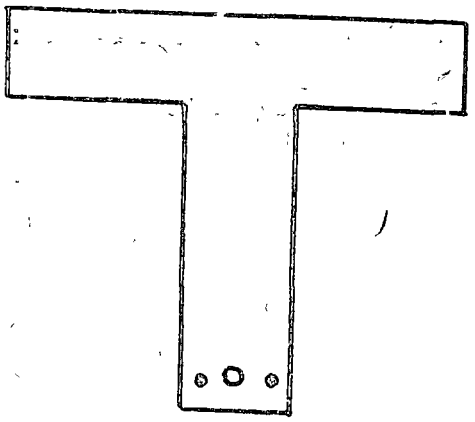


REQUISITOS GENERALES.

- Positivo (+): Se prolonga 1/4 del refuerzo positivo máximo en los apoyos de vigas continuas.
- Negativo (−): Prolongar por lo menos 2 varillas para apoyo del refuerzo transversal.



MOMENTO POSITIVO.-



2 Vs. No. 3 + 1 No. 5

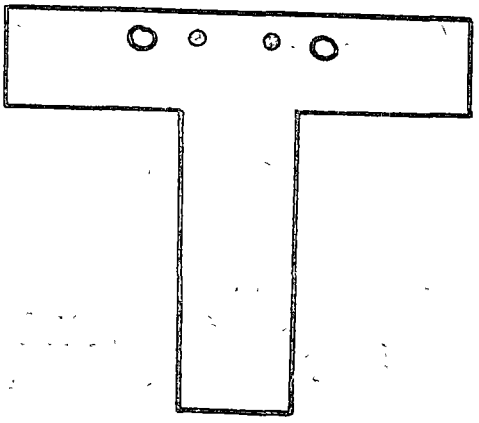
$A_{s_{MAX.}}(+) = 3.41\ cm^2$

Cortando la del No. 5, se tiene:

$$\boxed{A_s = 1.99\ cm^2}$$

$< 3/4\ A_s(+)_{MAX.}$

MOMENTO NEGATIVO



2 Vs. No. 3 + 2 Vs. No. 4.

Se prolongaran las del número 3.

-DISTRIBUCION PRELIMINAR-

La distribución preliminar queda:

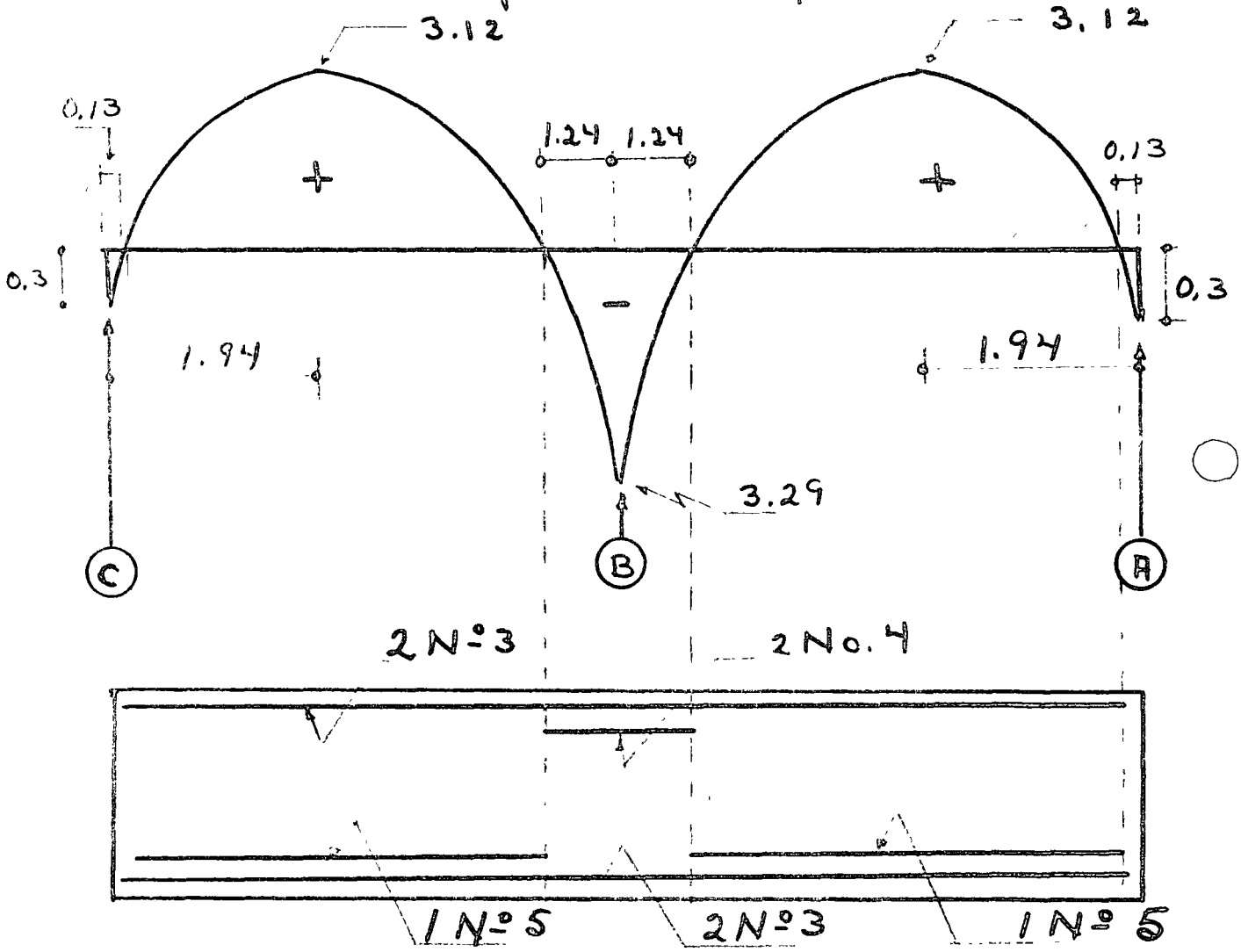
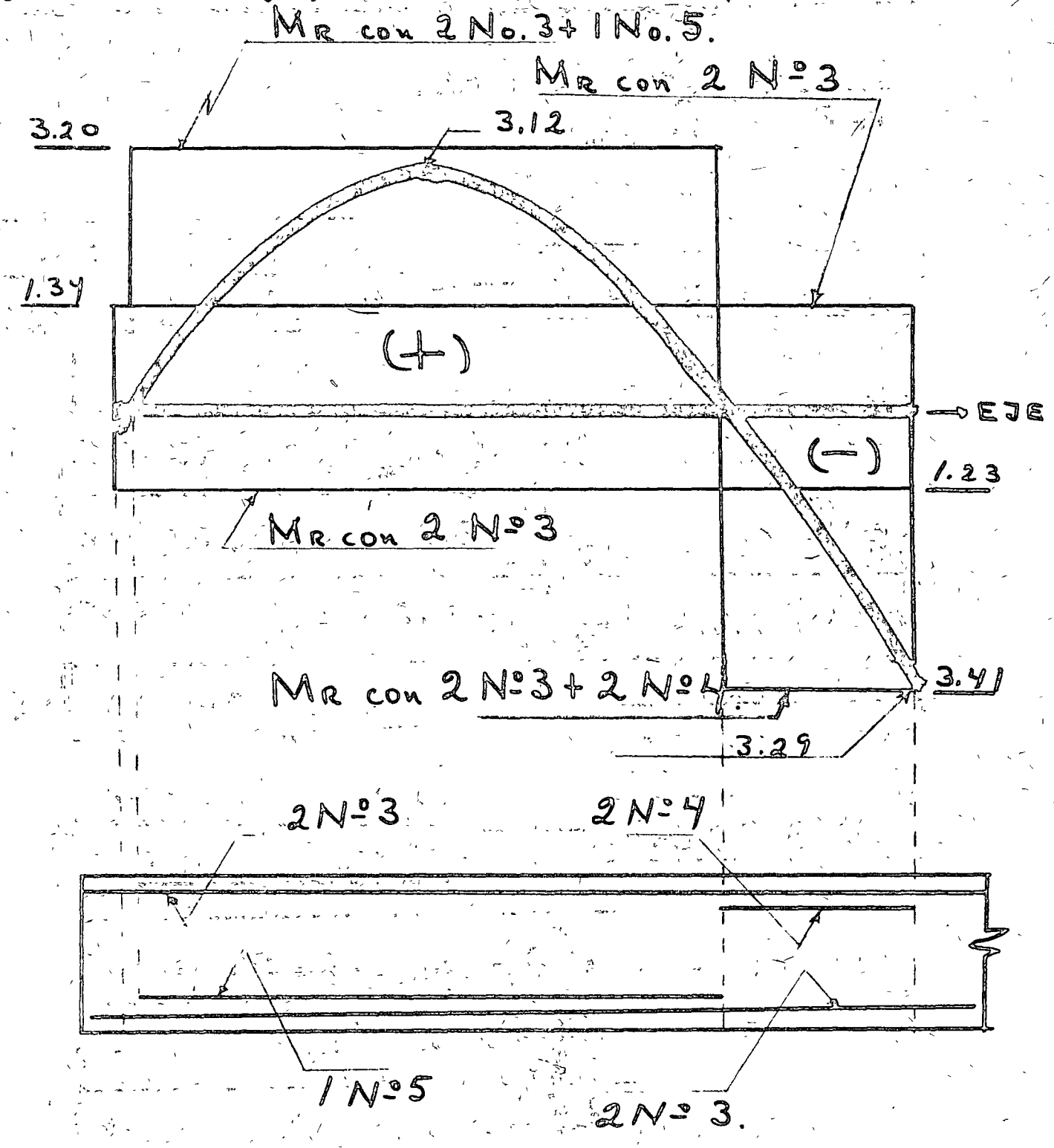


DIAGRAMA DE RESISTENCIA.-

El diagrama de resistencia queda:



CALCULO DE RESISTENCIAS PARCIALES.

$$\frac{M_R}{VAR.} \doteq \frac{a_s}{A_{s\,MAX.}} \left(M_{R\,MAX.}\right)$$

$M_R = 3.2$ TON

$A_s = 3.42\ cm^2$ — 2 No. 3 ($1.42\ cm^2$); 1 No. 5 ($1.99\ cm^2$)

VARILLAS	$\doteq \frac{a_s}{A_{s\,MAX}} (M_{R\,MAX.})$	RESISTENCIA
2 Vs. No. 3	$\frac{1.42}{3.42} \times 3.2$	= 1.34 TON-MT.
1 Vs. No. 5	$\frac{1.99}{3.42} \times 3.2$	= 1.86 TON-MT.
	$\sum =$	3.20 TON-MT

OKEY.

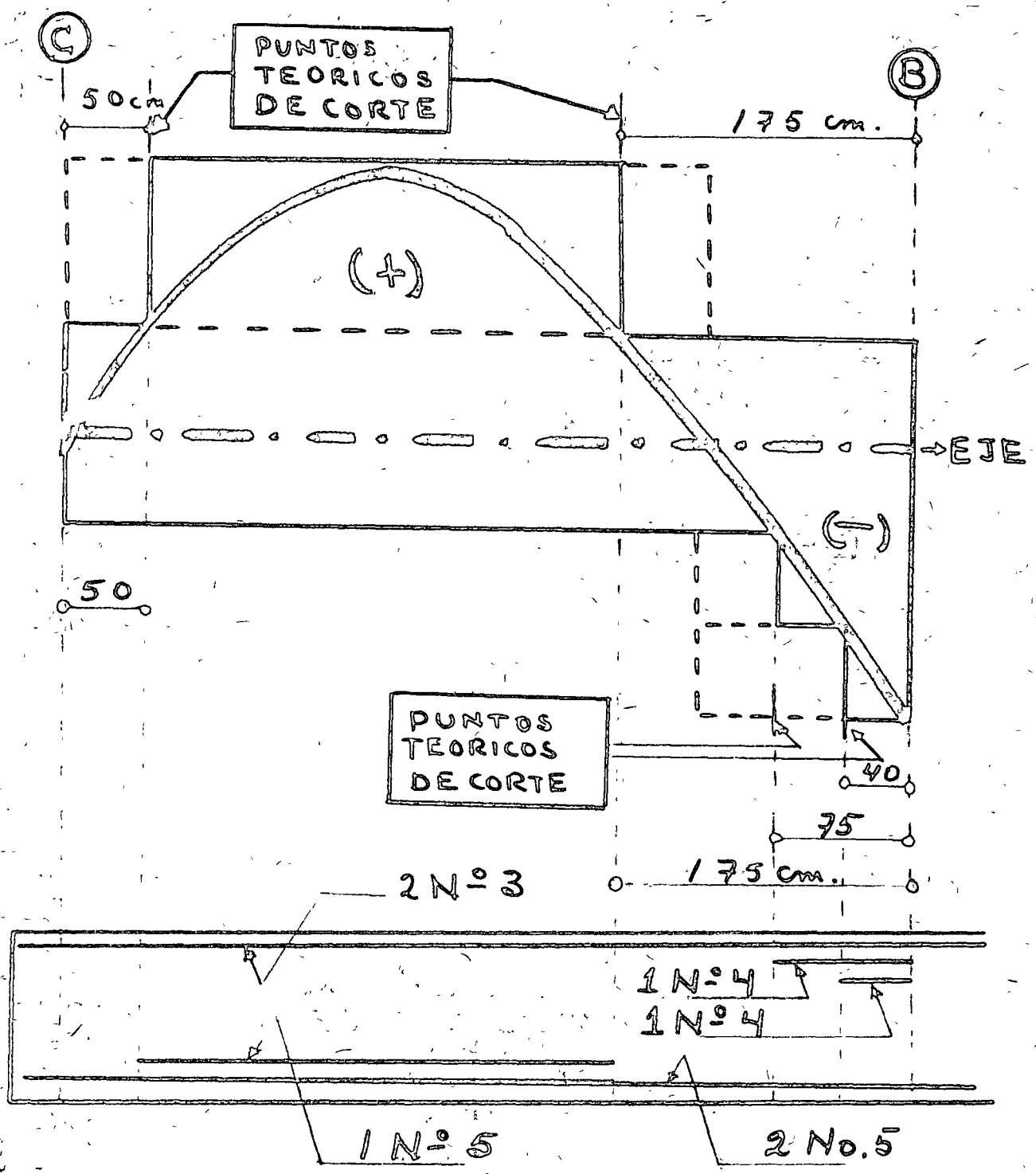
$M_{R(-)} = 3.41$ TON.

$A_s = 3.96\ cm^2$ — 2 No. 3 ($1.42\ cm^2$); 2 No. 4 ($2.54\ cm^2$)

VARILLAS	$\doteq \frac{a_s}{A_{s\,MAX.}} M_{R\,MAX.}$	RESISTENCIA
2 No. 3	$\frac{1.42}{3.96} \times 3.41$	= 1.23 TON-MT
2 Vs. No. 4	$\frac{2.54}{3.96} \times 3.41$	= 2.18 TON-MT.
	$\sum =$	3.41 TON-MT.

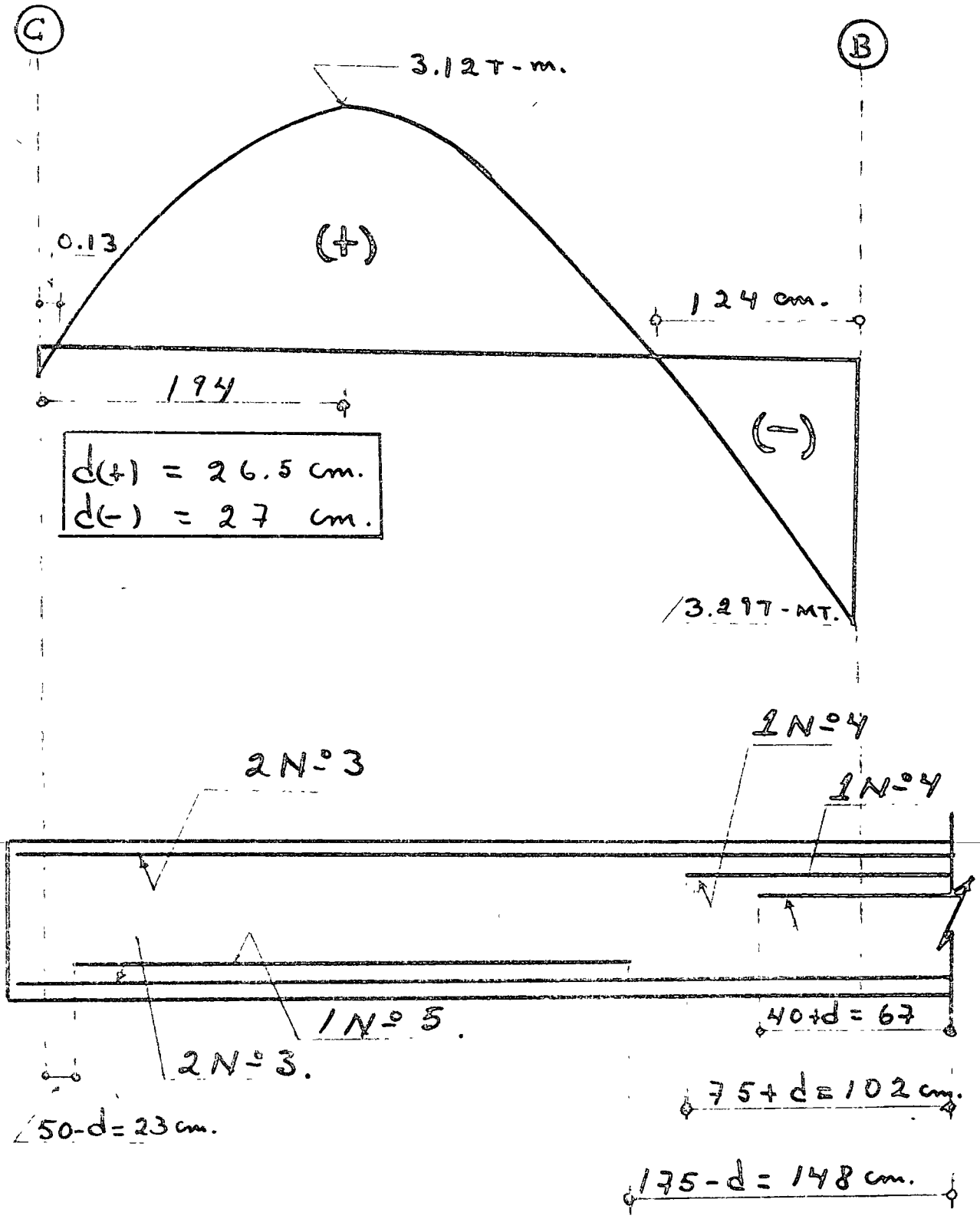
OKEY

PUNTOS TEORICOS DE CORTE

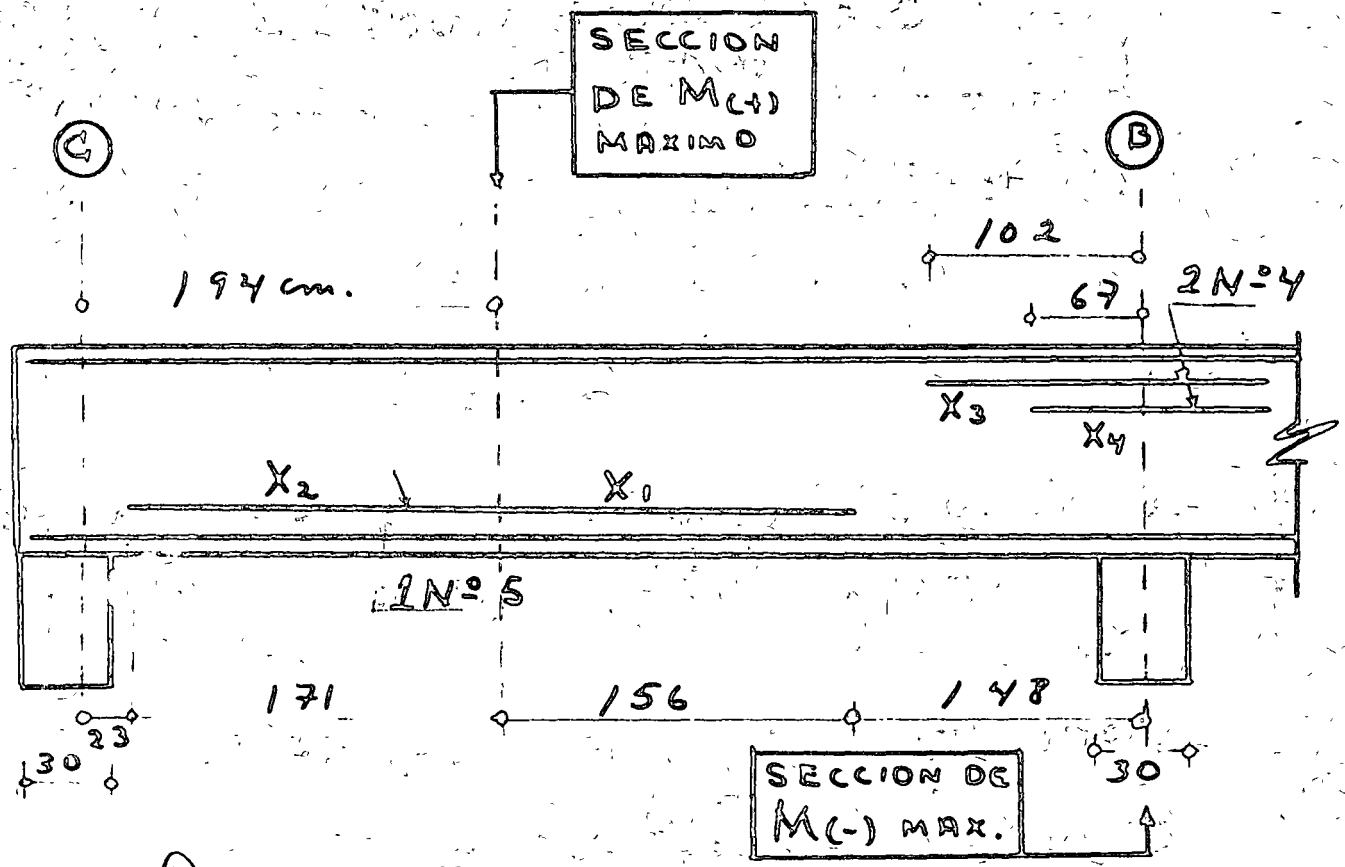


INCREMENTO DE LAS LONGITUDES TEORICAS EN UN PERALTE EFECTIVO.

ART. 3.1.1 - b) II



REVISION DE ANCLAJES.



a) Las longitudes de las barras reunirán los siguientes requisitos:

$x_1, x_2, x_3, x_4 \geq l_d$	ART. 3.1.1 - b) I
$x_3 - x_4 \geq l_d + d$	ART. 3.1.1 - b) III

$x_1 = 156$ cm.	D
$x_2 = 171$ cm.	A
$x_3 = 102$ cm.	T
$x_4 = 67$ cm.	O
$x_3 - x_4 = 35$ cm.	S

CALCULO DE l_d

ART. 3.1.1 - c)

$$\boxed{l_{db} = 0.06 \frac{a_s f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.006\, d_b f_y}$$ ECUACION (3.2)

$$\boxed{l_{d\,min} = 30\ cm.}$$

VARILLAS INFERIORES $\Longrightarrow$ Nº 5

$$l_{db} = \frac{0.06\,(1.99)\,4000}{\sqrt{200}} = 33.77\ cm.$$

$$0.006\, d_b f_y = 0.006 \times 1.6 \times 4000 = \underline{\underline{38.4\ cm}}$$ RIGE

$x_1 = 156\ cm. > 38.4\ cm.$ OKEY ✓

$x_2 = 171\ cm. > 38.4\ cm.$ OKEY ✓

VARILLAS SUPERIORES $\Longrightarrow$ Nº 4.

$$l_{db} = \frac{0.06\,(1.27)\,4000}{\sqrt{200}} = 21.5\ cm.$$

$$0.006\, d_b f_y = 0.006 \times 1.27 \times 4000 = \underline{\underline{30.48\ cm}}$$ RIGE

$$l_d = 1.4 \times 30.48 = 42.6\ cm.$$

$x_3 = 102 > 42.6\ cm.$ OKEY ✓

$x_4 = 35 > 42.6\ cm.$ OKEY ✓

$$l_d + d = 42.6 + 27 = 69.6\ cm. > x_3 - x_4$$

$\therefore$ Debe prolongarse la varilla, es decir $x_4 = x_3$.

b) BARRAS CORRIDAS.

Apoyo eje Ⓒ

Se debe prolongar el refuerzo como mínimo una longitud igual a:

$$\boxed{(l_d - 0.25L) \geq 0.5h}$$ ECUACION (3.1)

a partir del eje del apoyo. (ART. 3.1.1-b) IV)

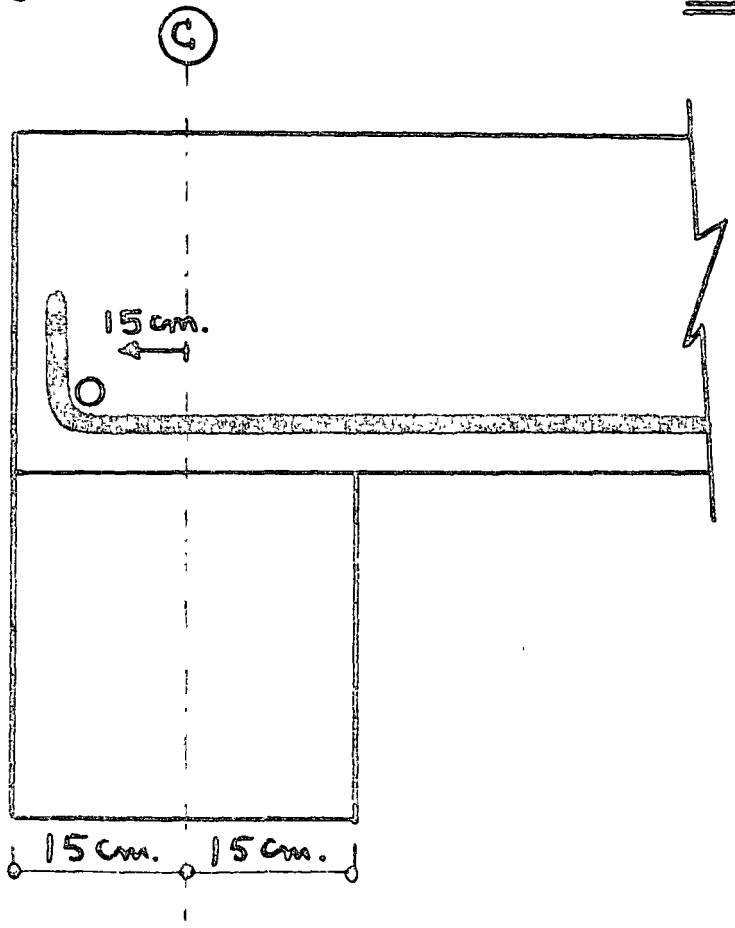
$$l_d = \frac{0.06 \times 0.71 \times 4000}{\sqrt{200}} = 12 \text{ cm.}$$

$0.006(0.99)4000 = 23.76$ cm. RIGE

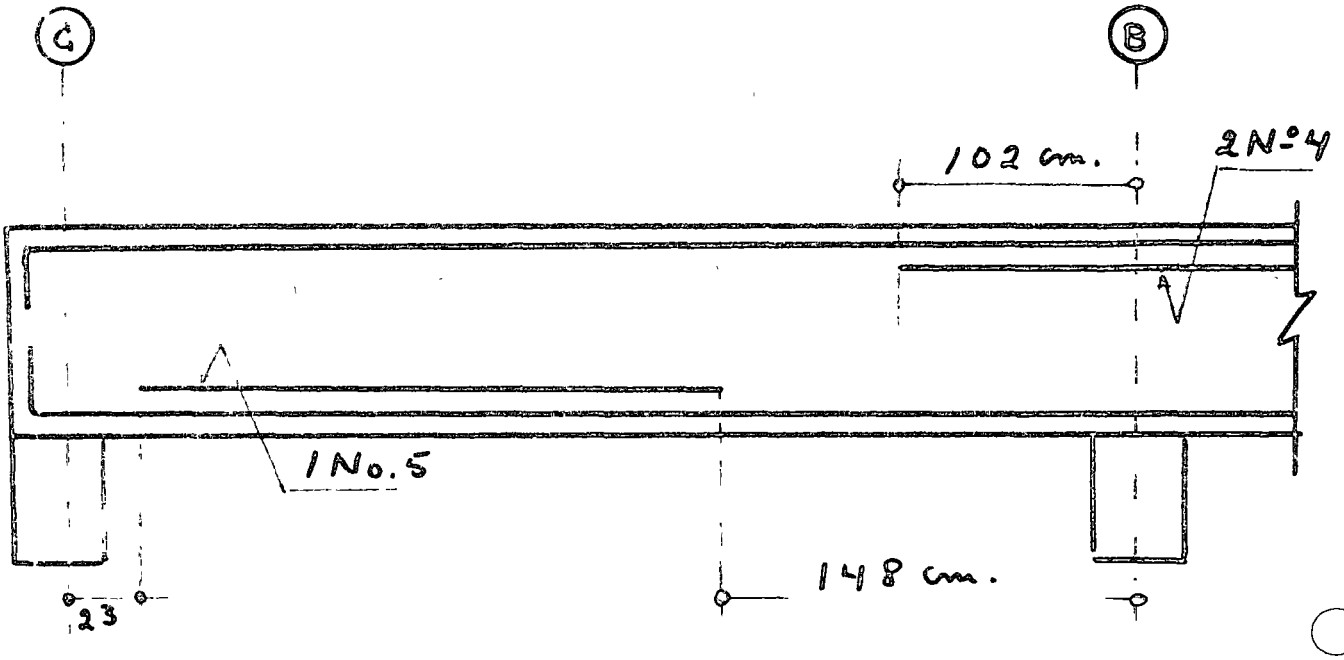
$l_d - 0.25L = 23.76 - 0.25(500) < 0$

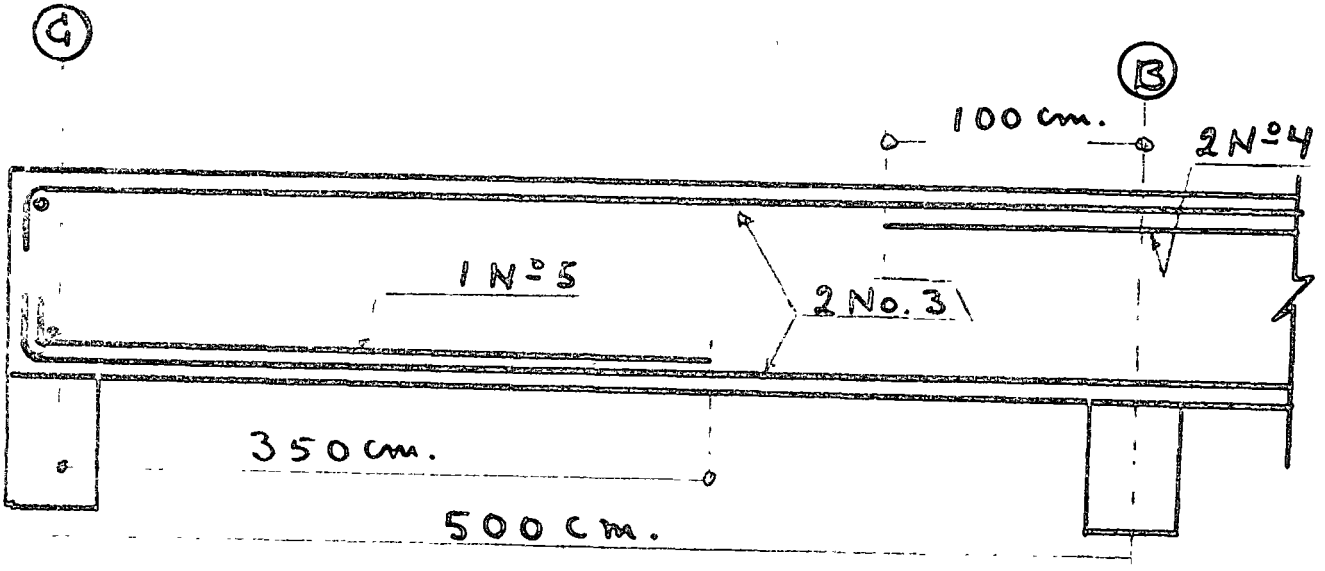
$\therefore \quad 0.5h = 0.5 \times 30 = \underline{15 \text{ cm.}}$

$\therefore$ SE USARA GANCHO



ARMADO FINAL



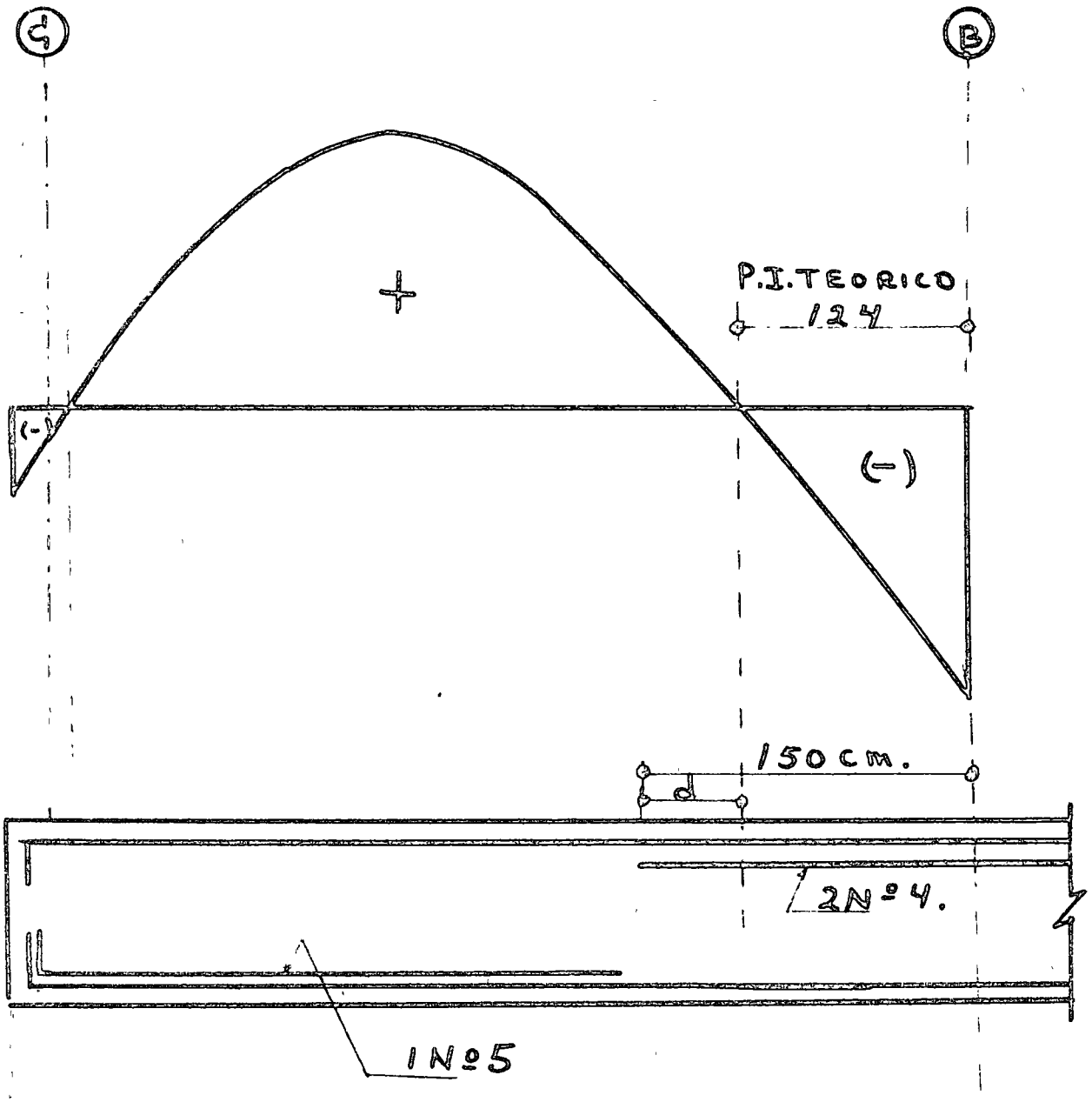


NOTA.- ES CONVENIENTE PROLONGAR LA VARILLA DEL Nº 5 HASTA EL APOYO, PARA EVITAR EL DESARROLLO DE GRIETAS ORIGINADAS POR LA DISCONTINUIDAD DEL REFUERZO EN ZONAS DE TENSION DIAGONAL.

ALTERNATIVA DE CORTE.

Verificando que:

$150 \geq l_d$ (VAR. Nº 4).



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DEL D.F.

T O R S I O N

ING. SALVADOR MEDINA RIVERO

SEPTIEMBRE DE 1977.

PALACIO DE MINERIA
Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.

MÉTODOS DE DISEÑO POR TORSION DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO

1. INTRODUCCION Y OBJETO

En el diseño de elementos de concreto reforzado es necesario considerar los efectos de la torsión debido al carácter monolítico de las estructuras y al diseño cada vez más racionalizado de estos elementos. Es común encontrar efectos torsionantes casi siempre combinados con solicitaciones de flexión, fuerza cortante y fuerza normal. En muchas ocasiones los efectos torsionantes son secundarios en comparación con los de las otras solicitaciones y por esto se opta por despreciarlos en el diseño. Sin embargo, en ciertos casos la torsión puede ser la acción preponderante, o por lo menos tener un efecto lo suficientemente importante para que no se ignore sin que la estructura sufra daños.

En la última década se han efectuado muchos ensayes tendientes a ampliar el escaso conocimiento que se tenía de la torsión y sus efectos.

En este trabajo se hace una recopilación de los métodos de diseño por torsión, teniendo como base tres teorías para el cálculo de la resistencia a torsión de elementos de concreto simple y a partir de éstas se hace la extensión para elementos de concreto reforzado. Con base en esta recopilación se presenta una evaluación de estos métodos de diseño por torsión comparándolos con datos experimentales obtenidos de la literatura.

3. COMPARACION DE LAS TEORIAS DE DISEÑO POR TORSION CON RESULTADOS EXPERIMENTALES

Una vez expuestas las teorías que existen para el diseño por torsión, enseguida se presentan los métodos de diseño.

3.1 REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL

La última revisión de este Reglamento, aprobada en el año de 1966, establece las siguientes fórmulas para el diseño plástico de elementos de concreto reforzado, de sección rectangular, sujetos a torsión y cortante combinadas.

3.1.1 Diseño

Se supone una sección , bh, así como los índices de resistencia de los materiales, f'_c, f_y y f_{yv}.

3.1.1.1 Se calcula el momento torsionante resistente del concreto de acuerdo con:

$$T_c = \frac{1}{2}\left[1-(b_1'/3h_1')\right] b_1'^2 \cdot h_1' \sqrt{f_c^*}$$

debiendo calcularse para la sección neta de concreto, es decir, descontando el recubrimiento. Según el Artículo 240, inciso VIII de este Reglamento, para diseño plástico debe sustituirse $\sqrt{f'_c}$ por $2\sqrt{f^*_c}$; pero según el Artículo 228, inciso I, la ecuación que presenta para diseño plástico es la mitad de la anteriormente escrita. Debido a esta incongruencia y otras que se describen en 4. Evaluación de las Teorías de Diseño por Torsión, se optó por revisar cuatro métodos diferentes.

3.1.1.2 Calcular la fuerza cortante resistente del concreto de acuerdo con

$$V_c = bd\sqrt{0.4\ (2+b/d)}\ \left[0.5\sqrt{f^*_c} + 180A_sV/bM\right] \leq bd\sqrt{f'_c}$$

Además debe sumarse el término $\underline{t}^2$ y $t^2/2$ al producto $\underline{bd}$ cuando se trate de secciones T y L respectivamente.

3.1.1.3 Para la combinación de $\underline{M}$, $\underline{V}$ y $\underline{T}$, deberá usarse la ecuación

$$\frac{T}{T_c} + \frac{V}{V_c} = 1$$

Podrá despreciarse la influencia de $\underline{M}$ en el cálculo por torsión cuando $\underline{M} < 0.55\ \underline{MR}$ (flexión pura). Cuando sea mayor deberá usarse la desigualdad siguiente

$$\frac{M}{M_f} + \frac{T}{T - T_c} \leq 1.55$$

donde $\underline{M_f}$ es el momento máximo que resiste la sección sujeta sólo a flexión.

3.1.1.4 Calcular el refuerzo trasversal por torsión de acuerdo con:

$$\frac{a_{sv}}{s} = \frac{T'_u}{1.6\ f^*_{yv}\ b'_1\ h'_1}$$

siendo $s \leq \frac{h_1'}{2}$

3.1.1.5 Calcular el refuerzo longitudinal por torsión

$$A_t = \frac{2a_{sv}}{s}(b_1' + h_1').$$

Lo anterior consiste en suponer diagramas de interacción torsión-cortante y torsión-flexión lineales, Fig. 11

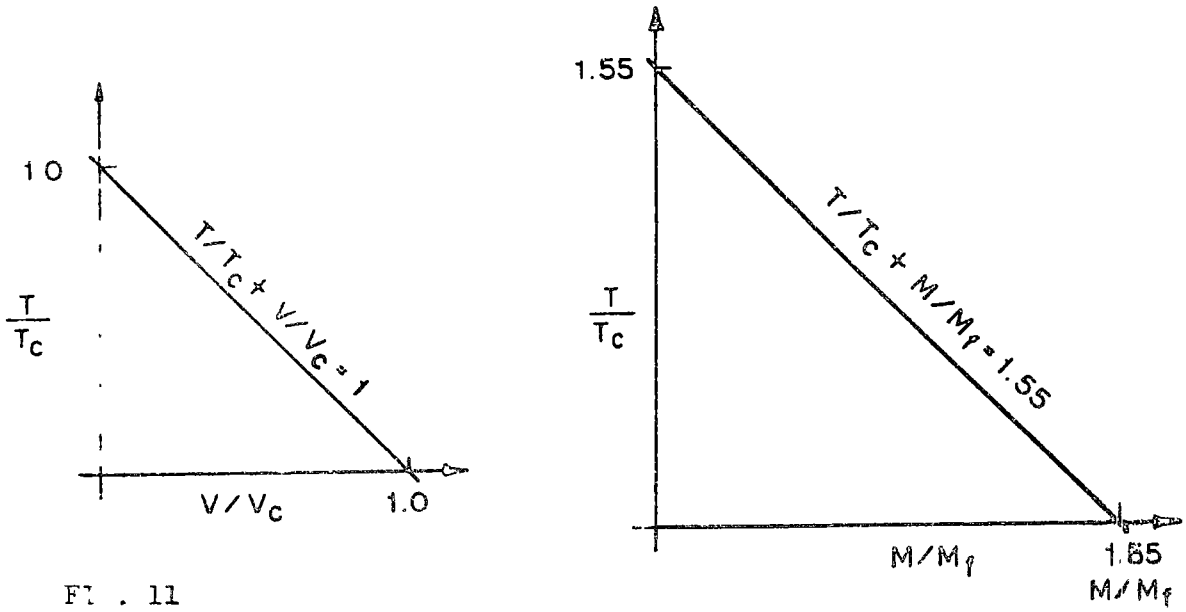


Fig. 11

3.1.2 Revisión

3.1.2.1 Calcúlese el valor de T_c :

$$T_c = \frac{1}{2}\left[1-(b_1'/3h_1')\right] b_1'^2 h_1' \sqrt{f_c'}$$

de igual forma que en 3.1.1.1.

3.1.2.2 Calcúlese el valor de V_c

$$V_c = bd \sqrt{0.4\,(2+b/d)} \left[0.5\sqrt{f_c'} + 180\,A\;V/bM\right] \leq bd\sqrt{f_c'}$$

3.1.2.3 Calcúlese el valor de T_u'

$$T_u' = \frac{1.6a_{sv}}{s} f_{yv}^{*}\; b_1'\, h_1'$$

$$s \leq \frac{h_1'}{2}$$

3.1.2.4 Calcúlese el valor de V_u'

$$V_u' = 0.75 \frac{A_{sv}}{s} f_{yv}^{*} d$$

$$s < \begin{cases} dV_c/V_u \\ 0.5\ d \\ L/6 \end{cases}$$

como $e = T/V$ es dato, se procede por tanteos haciendo variar el porcentaje de refuerzo por torsión.

3.2 WALSH, COLLINS Y ARCHER

Para vigas de sección rectangular con refuerzo longitudinal y transversal sujetas a torsión y cortante combinados, estos autores proponen el siguiente procedimiento de diseño plástico.

3.2.1 Diseño

Se suponen b, h, f_c', f_{yv} y f_y.

3.2.1.1 La viga debe proporcionarse para resistir una fuerza cortante efectiva.

$$V_{ef} = V + \frac{1.6\ T}{b}$$

donde

$$V_{ef} = V_o = 0.5\ bd \sqrt{f_c'} + \frac{A_{sv}}{s} df_{yv}$$

3.2.1.2 Si no se requiere refuerzo en el alma para satisfacer 3.2.1.1, esto es, si

$$V_{ef} < 0.5\ bd \sqrt{f_c'}$$

entonces, sólo es necesario proporcionar suficiente acero longitudinal para

resistir M:

$$A_s = \frac{M}{f_y \, jd}$$

3.2.1.3 Si se requiere refuerzo en el alma debe proporcionarse acero longitudinal en los lechos superior e inferior:

$$A_s = \frac{T' + M}{f_y \, jd}$$

$$A_s' = \frac{T' - M}{f_y \, jd}$$

donde

$$T' = |T| \sqrt{1 + 2h/b}$$

3.2.1.4 Si se requiere refuerzo para satisfacer el inciso 3.2.1.1, entonces debe proporcionarse una cantidad mínima. Esta debe ser la mayor de:

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{T'}{2b \, jd \, f_{yv}}$$

$$\frac{A_{sv}}{s} = (V_{ef} - 0.5 \, bd \sqrt{f_c'}) \frac{s}{d \, f_{yv}}$$

En la Fig. 12 aparecen los diagramas de interacción torsión-cortante y torsión-flexión de este método.

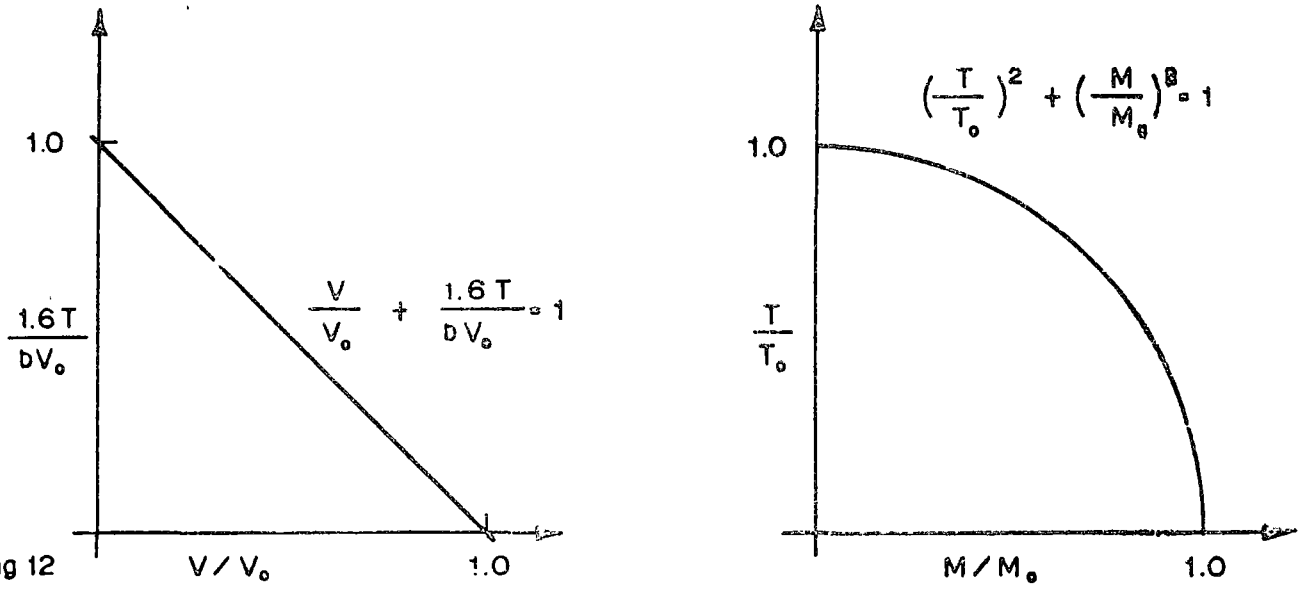


Fig 12

3.2.2 Revisión

El procedimiento consiste en suponer

$$V_o = V_{ef} = 0.5\ bd\ \sqrt{f_c'} + \frac{A_{sv}}{s}\ df_{yv} \leq \quad 2bd\sqrt{f_c'}$$

y sustituir en la ecuación

$$V_o = V + \frac{1.6T}{b}$$

Así, de acuerdo con estas ecuaciones, y teniendo en mente que $e = T/V$:

$$V + \frac{1.6T}{b} = 0.5\ bd\ \sqrt{f_c'} + \frac{A_{sv}}{s}\ df_{yv}$$

Entonces:

$$T = \left[\frac{eb}{b+1.6\ e}\right]\left[0.5\ bd\ \sqrt{f_c'} + \frac{A_{sv}}{s}\ df_{yv}\right]$$

Se considera que $\frac{A_{sv}}{s}$ es el refuerzo necesario para resistir la torsión.

3.3 REGLAMENTO ACI 1971

3.3.1 Diseño

Se suponen b, h, f_c', f_{yv} y f_y

3.3.1.1 Calcular el esfuerzo de torsion nominal de diseño para elementos de sección rectangular, o con patines, con la fórmula:

$$\tau_c = \frac{3\ T_u}{\phi\ \Sigma\ b^2h}$$

donde $\Sigma\ b^2h$ debe considerarse para los rectángulos componentes de la sección, y el ancho del patín debe considerarse no mayor de tres veces su espesor.

3.3.1.2 Calcular el esfuerzo de torsión nominal resistido por el concreto en elementos de concreto reforzado, con

$$\tau_c = \frac{0.6\sqrt{f_c'}}{\sqrt{1 + (1.2\, v_u/\tau_u)^2}}$$

3.3.1.3 Calcular el área requerida de los estribos cerrados de acuerdo con

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{(\tau_u - \tau_c)\sum b^2 h}{3\,\Omega\, b_1 h_1 f_{yv}}$$

donde $\Omega = 0.66 + 0.33\, h_1/b_1 \leq 1.50$

y

$$s < \begin{cases} \dfrac{b_1 + h_1}{4} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

3.3.1.4 Calcular el área requerida de las barras longitudinales con

$$A_t = \frac{2\, A_{sv}}{s}(b_1 + h_1)$$

El espaciamiento de las barras longitudinales distribuidas alrededor del perímetro de los estribos, no deberá exceder de 30 cm. El diámetro de estas barras debe ser no menor del No. 3. Por lo menos deberá colocarse una varilla longitudinal en cada esquina de los estribos.

En este método no se considera la interacción torsión-flexión; en la Fig. 9 se muestra la interacción torsión-cortante.

3.3.2 Revisión

El método propuesto para revisión consiste en lo siguiente.

3.3.2.1 Calcúlese el valor de T_c

$$T_c = \frac{0.6\sqrt{f'_c}\ \sum b^2 h}{\sqrt{1+(1.2v_u/\tau_u)^2}}$$

3.3.2.2 Calcúlese el valor de V_c

$$V_c = \frac{0.5\ bd\sqrt{f'_c}}{\sqrt{1+(\tau_u/1.2\,v_u)^2}}$$

3.3.2.3 Calcúlese el valor de T'_u

$$T'_u = \Omega\ b_1\ h_1\ f_{yv}\ \left(\frac{A_{sv}}{s}\right)_{torsión}$$

3.3.2.4 Calcúlese el valor de V'_u

$$V'_u = d f_{yv}\left(\frac{A_{sv}}{s}\right)_{cortante}$$

3.3.2.5 Entonces

$$T_u = T'_u + T_c$$

$$V_u = V'_u + T_c$$

$$e = T_u / V_u$$

Para simplificar los tanteos en este procedimiento iterativo se calculó la relación siguiente:

$$\frac{1.2\,v_u}{\tau_u} = \frac{0.4\sum b^2 h}{b\ d\ e}$$

3.4 GONZALEZ CUEVAS, et al.

El método propuesto por este autor se basa en la Teoría propuesta por Hsu, Refs. 1 y 11. Consiste en suponer sólo la interacción torsión-cortante y olvidarse de la interacción torsión-flexión. Es aplicable únicamente a miembros con refuerzo longitudinal y transversal, que son los comúnmente usados.

Para fines de diseño se usa un diagrama rectangular de interacción para la contribución del concreto, un diagrama lineal para la contribución del refuerzo transversal y verificar que las resistencias en el diagrama de interacción resultante sean mayores que las del diagrama de interacción de un elemento sin refuerzo transversal. Este último es circular cuando se representa en forma adimensional y, por lo tanto, es elíptico.

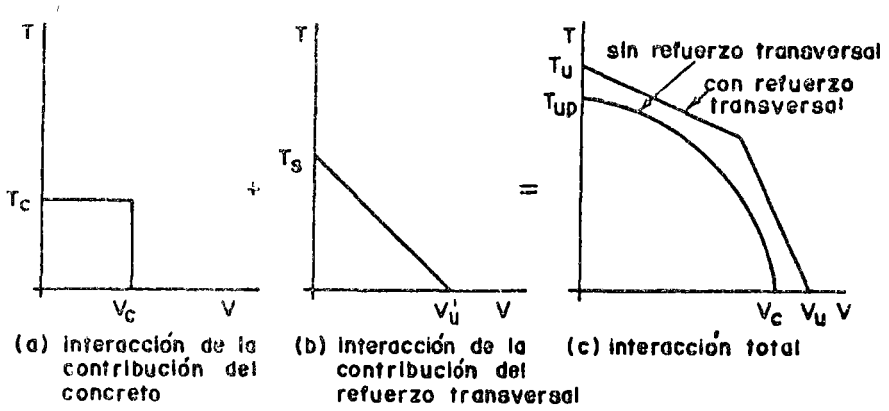


Fig. 13 - Interacción torsión-cortante con el método de González

3 1 Diseño

3.4.1.1 Calcular el momento torsionante resistido por el concreto con la fórmula

$$T_c = \sqrt{f_c'} \sum \frac{b^2 h}{\sqrt{b}}$$

Los sumandos son los rectángulos componentes en secciones T, I o L.

.4.1.2 Calcular la contribución del acero con la ecuación

$$T_s = \Omega \frac{A_{sv}}{s} f_{yv} b_1 h_1$$

donde $\Omega = 0.66 + 0.33\, h_1/b_1 - 1.50$

3.4.1.3 El refuerzo transversal necesario se calcula con

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{T_s}{3\,\Omega\, b_1 h_1\, f_{yv}}$$

$\underline{A_{sv}}$ representa el área de una sola rama del estribo

$$s \leq \begin{cases} b_1 \\ \frac{h_1}{2} \end{cases}$$

3.4.1.4 Calcular el porcentaje de refuerzo longitudinal con

$$A_t = 2\frac{A_{sv}}{s}(b_1 + h_1)$$

Este acero longitudinal debe distribuirse alrededor del perímetro de la sección transversal; por lo menos debe colocarse una varilla en cada esquina. Además deben cumplirse las siguientes limitaciones.

El porcentaje volumétrico total de los estribos debe calcularse con

$$p_t = \frac{A_s}{bh}(1 + 1/m) \leq 640\sqrt{f'_c}/f_{yv}$$

$$T_u > T_{up} = 0.6\, b^2 h\sqrt{f'_c}$$

$$V_u > V_c$$

3.4.2 Revisión

Para el procedimiento de revisión deben seguirse los siguientes pasos.

3.4.2.1 Calcúlese el valor de $\underline{T_c}$

$$T_c = \sqrt{f'_c}\sum\frac{b^2 h}{\sqrt{b}}$$

3.4.2.1 Calcúlese el valor de V_c

$$V_c = 0.5\ bd\ \sqrt{f'_c}$$

3.4.2.3 Calcúlese el valor de $T'_u = T_s$

$$T'_u = \Omega\, b_1 h_1\ f_{yv}\ \left(\frac{A_{sv}}{s}\right) \text{torsion}$$

$$\Omega = 0.33 + 0.16\ h_1 b_1 \text{ (considerando una sola rama)}$$

3.4.2.4 Calcúlese el valor de V'_u

$$V'_u = d\ f_{yv}\ \left(\frac{A_{sv}}{s}\right) \text{cortante}$$

3.4.2.5 Revisar

$$\left(\frac{A_{sv}}{s}\right)_{total} = \left(\frac{A_{sv}}{s}\right)_{cortante} + \left(\frac{A_{sv}}{s}\right)_{torsión}$$

$$e = T/V$$

Todos los procedimientos de revisión deben resolverse por iteración sucesiva ya que no es posible obtener una solución directa.

Estos métodos se han empleado para revisar las vigas reportadas en las referencias 6, 7, 8 y 9. En la Tabla 3.1 se resumen los resultados obtenidos. La relación (T) medida /(T)calculada (T_m/T_c) puede interpretarse como un factor de seguridad; por tanto, los resultados que son mayores de la unidad están del lado de la seguridad y viceversa los que son menores de 1 están del lado de la inseguridad. La mejor concordancia en los resultados obtenidos está determinada por el mayor porcentaje de valores más próximos a la unidad; es decir, el mejor método es aquel con el que casi concuerdan con los obtenidos experimentalmente sea cuando $T_{med}/T_{cal} \doteq 1$.

TABLA 3.1 COMPARACION DE LOS VALORES MEDIDOS, T_m, CON LOS VALORES CALCULADOS, T_c,

Vigas de	$e=\frac{Tm}{Vm}$	f'_c, kg/cm^2	$\frac{A_{sv}}{s}$ cm^2/cm	Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, T_m/T_c				Walsh, Collins y Archer, T_m/T_c	Reglamento ACI 71, T_m/T_c	González Cuevas, et al., T_m/T_c
				Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4			
Mattock,										
A1	11.4	290	0.0622	1.31	1.40	1.09	1.51	1.35	1.36	1.07
A2	11.4	316	0.0711	1.27	1.13	1.12	1.51	1.29	1.33	1.06
A3	11.4	295	0.0831	1.32	1.18	1.16	1.51	1.31	1.34	1.07
A4	11.4	280	0.0970	1.33	1.24	1.19	1.53	1.30	1.56	1.09*
A5	11.4	280	0.1245	1.37	1.29	1.19	1.54	1.26	1.31	1.12*
B1	23	309	0.0622	1.23	1.09	1.08	1.79	1.36	1.47	1.10
B2	23	285	0.0711	1.23	1.11	1.09	1.71	1.33	1.43	1.10
B3	23	287	0.0831	1.31	1.19	1.15	1.68	1.36	1.47	1.16
B4	23	275	0.0970	1.30	1.20	1.14	1.64	1.31	1.43	1.16*
B5	23	291	0.1245	1.28	1.21	1.12	1.57	1.24	1.37	1.13*
C1	15	278	0.0622	1.14	0.99	0.98	1.36	1.24	1.25	0.99
C2	15	266	0.0831	1.08	0.94	0.89	1.23	1.09	1.10	0.91
C3	15	302	0.0970	1.21	1.07	1.00	1.40	1.21	1.24	1.00*
C4	15	306	0.1245	1.25	1.18	1.05	1.45	1.20	1.25	1.06*
D1	15	292	0.0622	1.19	1.01	1.00	1.43	1.32(1.11)	1.26	0.97
D2	15	289	0.0831	1.20	1.13	1.00	1.41	1.26(1.12)	1.15	0.97
D3	15	280	0.0970	1.22	1.08	1.01	1.42	1.26(1.10)	1.20	1.04*
D4	15	278	0.1245	1.27	1.14	1.04	1.44	1.19(1.11)	1.20	1.01*
E1	15	264	0.0622	1.23	1.04	1.02	1.46	1.34(1.17)	1.27	0.98
E2	15	293	0.0831	1.11	0.97	0.94	1.30	1.15(1.02)	1.12	0.90
E3	15	273	0.0970	1.18	1.04	0.98	1.37	1.27(1.05)	1.17	0.94*
E4	15	256	0.1245	1.12	1.02	0.91	1.27	1.06(0.97)	1.06	0.90*

TABLA 3.1 (Continuación)

Vigas de	$e = \frac{Tm}{Vm}$	f'_c, kg/cm^2	$\frac{A_{sv}}{s}$, cm^2/cm	Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal T_m/T_c				Walsh, Collins y Archer, T_m/T_c	Reglamento ACI 71, T_m/T_c	González Cuevas, et al., T_m/T_c
				Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4			
Klus										
3	∞	219	0.0978	1.66	1.08	1.32	1.94		1.62	1.50
4	∞	219	0.0978	1.55	1.01	1.24	1.81		1.51	1.40
5	9.5	219	0.0978	1.65	1.27	1.37	1.54	1.47	1.54	1.24
6	5.0	219	0.0978	1.55	0.95	1.38	1.48	1.47	1.47	1.16
7	18.3	219	0.0978	1.54	0.95	1.22	1.50	1.38	1.58	1.21
8	40.5	219	0.0978	1.38	0.89	1.09	1.59	1.17	1.43	1.24
9	7.4	219	0.0978	1.64	1.19	1.32	1.45	1.40	1.46	1.16
10	2.5	219	0.0978	0.87	0.53	0.96	1.44	1.42	1.53	0.80
Mc Mullen										
5-1	426.7	401	0.1717	0.83	0.73	0.66	1.02	0.66	1.40	0.82*
5-2	190.5	448	0.1717	0.90	0.72	0.72	1.11	0.76	1.52	0.89
5-3	85.1	426	0.1717	0.83	0.72	0.67	1.03	0.79	1.52	0.83
5-4	45.7	408	0.1717	0.64	0.58	0.52	0.79	0.64	1.20	0.63
6-1	18.0	412	0.1717	0.83	0.74	0.67	1.03	0.72	1.33	0.83
6-2	86.4	417	0.1717	0.93	0.84	0.75	1.15	0.90	1.71	0.93
6-3	43.7	401	0.1717	0.86	0.77	0.71	1.04	0.84	1.60	0.85
6-4	21.8	402	0.1717	0.87	0.78	0.71	0.95	0.80	1.42	0.78
7-1	18.3	427	0.1118	1.01	0.88	0.81	1.56	0.92	1.69	0.99
7-2	87.9	366	0.1118	1.06	0.89	0.85	1.63	0.87	1.76	1.04
7-3	412.8	401	0.1118	1.20	1.02	0.98	1.85	0.94	2.06	1.17
7-4	21.2	375	0.1118	1.34	1.22	1.11	1.77	1.42	2.33	1.23
Ferguson										
3Ls-2	6.9	197	0.0147	1.86	1.56	1.82	3.39	2.56(2.25)	2.48	1.46(1.34)
3Ls-3	6.9	150	0.0508	1.61	1.63	1.70	2.66	1.95(1.78)	2.07	1.39(1.29)
3Ls-4	15.6	189	0.0508	1.10	1.30	1.46	3.05	1.53(1.42)	1.69	1.18(1.09)
3Ls-6	15.6	240	0.0147	1.92	1.67	2.50	4.80	2.36(2.13)	2.-6	1.47(1.34)

TABLA 3.1 (Continuación)

Vigas de	$e = \frac{Tm}{Vm}$	f'_c, kg/cm²	$\frac{A_{sv}}{s}$, cm²/cm	Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal T_m/T_c				Welsh, Collins y Archer, T_m/T_c	Reglamento ACI 71, T_m/T_c	González Cuevas. T_m/T_c
				Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4			
Ferguson										
3Ls-7	26.7	236	0.0508	1.44	1.86	2.25	4.94	1.96(1.80)	2.20	1.66(1.55)
3Ls-8	24.4	192	0.0508	1.43	1.85	2.10	4.60	1.95(1.84)	2.23	1.66(1.52)
3Ls-0	2.5	242	0.0147	1.37	0.93	1.70	2.20	2.18(1.96)	1.99	0.78(0.70)
1.5Ls-1	6.93	263	0.0508	1.81	1.89	1.98	3.40	2.36(2.20)	2.20	1.62(1.55)
1.5Ls-2	6.93	263	0.0147	1.72	1.57	2.27	4.42	2.74(2.40)	2.78	1.38(1.29)
PT-1	15	182	0.0147	2.0	1.86	2.77	5.20	3.21(2.91)	2.75	1.60(1.06)
PT-2	15	214	0.0508	1.66	1.76	1.82	3.60	5.35(4.79)	2.55	1.69(1.32)
PT-4	15	193	0.0147	1.88	1.70	2.45	4.75	2.92(2.92)	2.73	1.70(1.15)
PT-5	15	252	0.0508	1.29	1.49	1.70	3.55	3.72(3.72)	2.20	1.48(1.16)
PT-7	15	271	0.0508	1.04	1.16	1.36	2.84	2.90(2.62)	1.71	1.66(1.42)
PT-8	15	304	0.0508	1.59	1.79	1.96	4.04	4.65(4.24)	2.59	1.72(1.40)

* El porcentaje del acero de refuerzo no es admisible según las limitaciones del Método. Ninguna de las series de las vigas de Mc Mullen y Warwaruk tiene porcentaje admisible.

OBSERVACIONES

En todas las vigas de Mattock, et al. fluyó primero el acero de los estribos, después el acero longitudinal y por último se aplastó el concreto. (Falla dúctil).

Las vigas 3Ls-4 y 3Ls-7 fallaron localmente en los diafragmas de apoyo.

Las vigas 3Ls-2, 3Ls-3 y 3Ls-9 fallaron por cortante.

Las vigas 3Ls-6, 3Ls-8, 1.5Ls-1 y 1.5Ls-2 fallaron por una combinación de V y T.

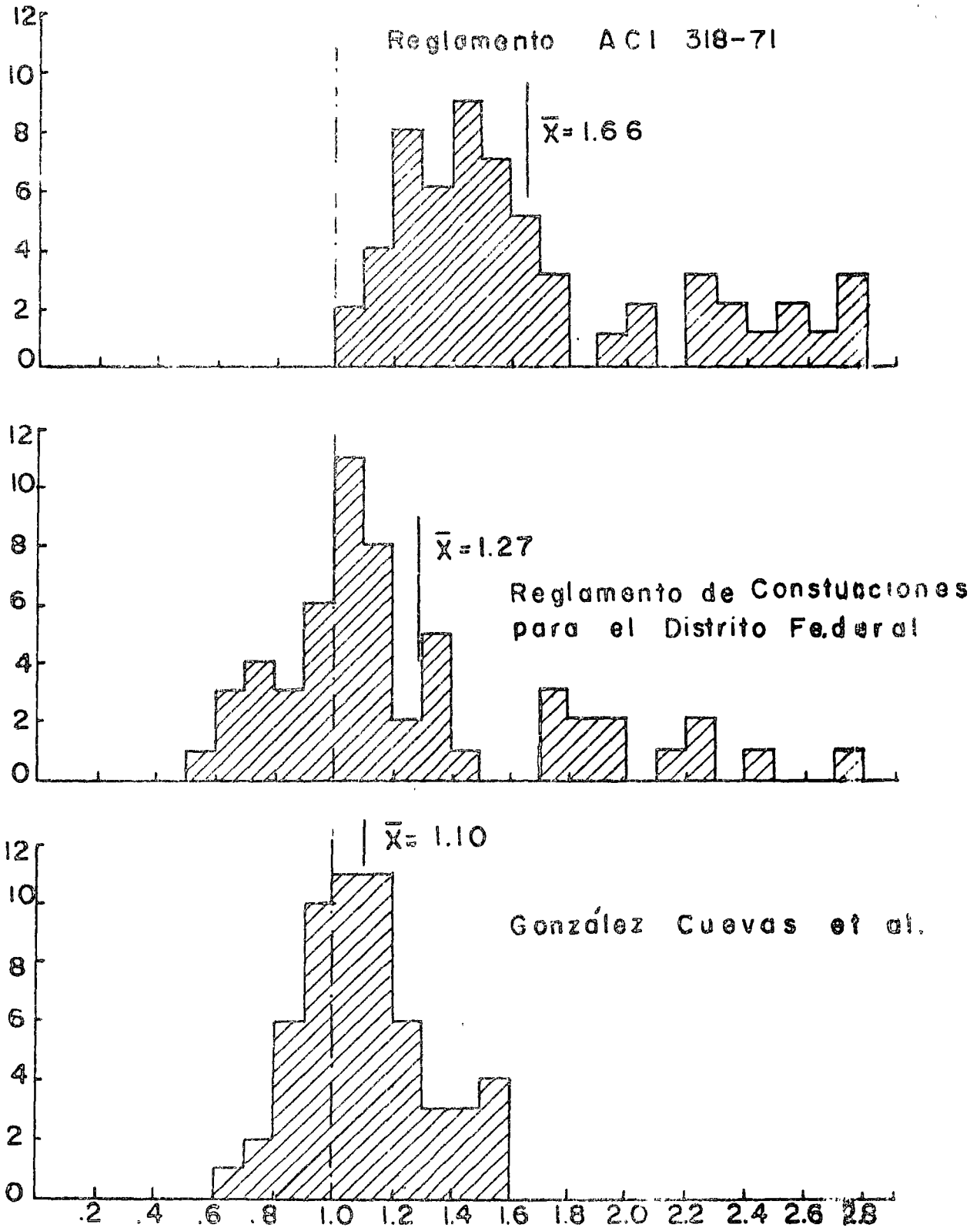
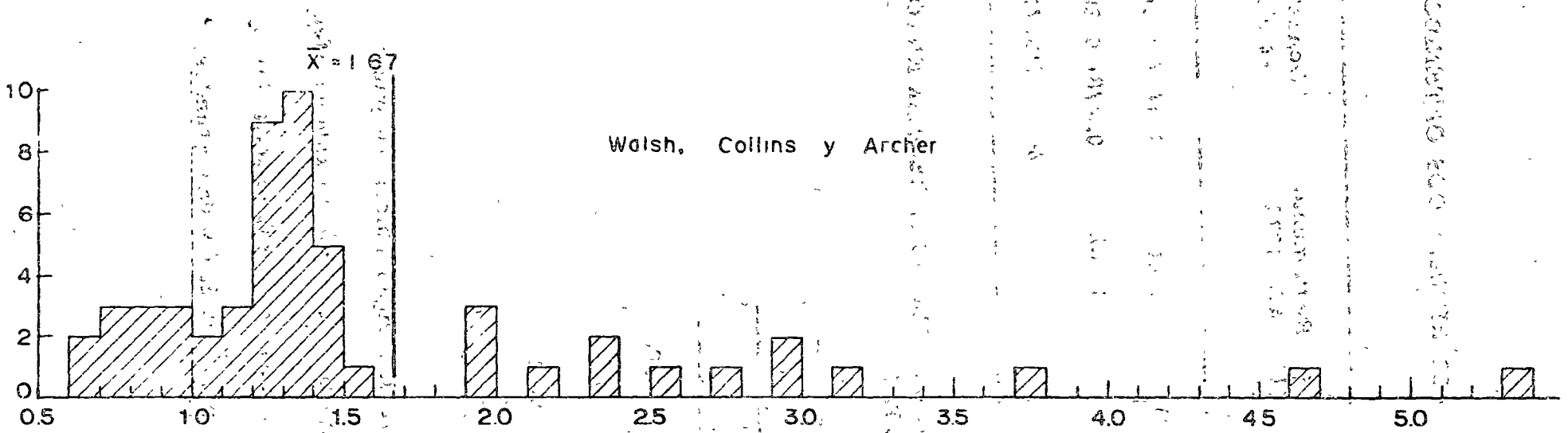


Fig. 14.- Histogramas de los resultados obtenidos



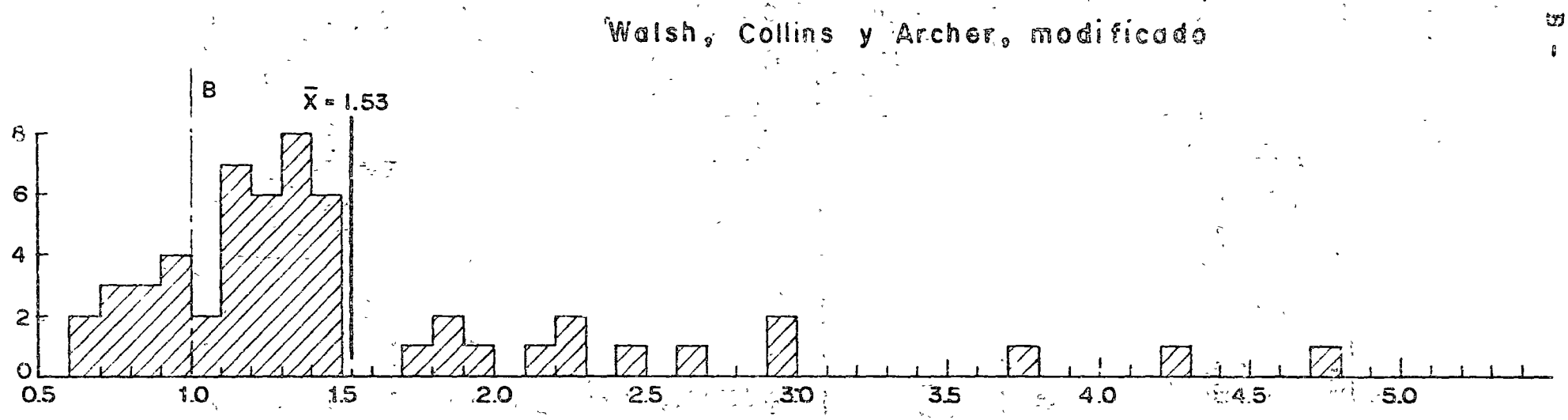


Fig. 14.— Histograma de los resultados obtenidos.

TABLA 4.1 EVALUACION ESTADISTICA DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

Concepto \ Método	Reglamento del DF (caso 3)	Walsh, Collins y Archer	Reglamento ACI 1971	González et al.
$\bar{X}$	1.26	1.67 (1.53)	1.66	1.16 (1.10)
σ	0.51	0.909(0.827)	0.482	0.278(0.206)
V_1%	40.5	54.4 (53)	29	24 (18.7)

TABLA 4.2 EVALUACION ESTADISTICA DEL METODO DEL REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL

Concepto	CASO			
	1	2	3	4
$\bar{X}$	1.30	1.16	1.26	2.06
σ	0.304	0.337	0.51	1.17
V,%	23.4	29.1	40.5	56.8

Se supuso que la contribución del concreto para las vigas chicas se puede obtener a partir de la contribución del concreto para las vigas grandes afectadas por la relación entre la torsión última en concreto simple para las vigas chicas y la torsión última en concreto simple para las vigas grandes, Esto es,

$$T_{c\ (chica)} = T_{c\ (grande)} \frac{T_{up\ (chica)}}{T_{up\ (grande)}}$$

Hsu[10] dedujo experimentalmente que

$$T_{up\ (chica)} = \frac{h}{3} \sqrt[3]{b^5 f'_c} \qquad (kg - cm)$$

Además:

$$T_{up\ (grande)} = 0.6\ b^2 h \sqrt{f'_c} \qquad (kg - cm)$$

Definitivamente, con el método de González se obtienen resultados que concuerdan bien con los experimentales cuando se aplica a vigas chicas. Para el caso de torsión pura la concordancia es aún mejor.

Sin duda alguna que hacen falta más resultados experimentales para evaluar en forma más amplia los métodos aquí estudiados, e incluso para afinarlos.

Los otros tres métodos, el Reglamento del DF, el de Walsh, et al, y el del ACI, no son adecuados para diseñar vigas chicas ya que subestiman demasiado el momento torsionante resistente de la sección; por tanto sus relaciones con los datos experimentales son muy grandes, como puede verse en las Tablas 3.1 y 4.3.

TABLA 4.3 VIGAS CHICAS DE FERGUSON, ET AL.

Promedio	Reglamento del DF	Walsh, et al.	Reglamento ACI 1971	González, et al.
$\bar{X}$	1.58	2.82 (2.48)	2.30	1.50 (1.28)
VIGAS CHICAS DE FERGUSON SUJETAS A TORSION PURA				
$\bar{X}$	1.63	3.79 (3.53)	2.42	1.64 (1.25)

6. BIBLIOGRAFIA

1. González Cuevas, Oscar M.; Robles F. V., Francisco; Casillas G. de L., Juan; Díaz de Cossío, Roger, "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado", Editorial Limusa-Wiley, México, 1973.

2. DDF, "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Diario Oficial, febrero 9 de 1966.

3. Walsh, P.F.; Collins, M.P. y Archer, F.E.; "Design of Concrete Beams for Torsion", Constructional Review, febrero 1968. 20-25 págs.

4. Comité ACI 318, "Proposed Revision of ACI 318-63, Building Code Requirements for Reinforced Concrete", Journal of the American Concrete Institute, Proceedings, Vol. 67, No. 2, febrero 1970. 77-186 págs.

5. Discusión a referencia 4. Journal ACI, septiembre 1970. 680-749 págs.

6. Osburn, D.L.; Mayoglou, B.; Mattock, Alan H., "Strength of Reinforced Concrete Beams with Web Reinforcement in Combined Torsion, Shear and Bending", Journal ACI, Vol. 66, No. 1, enero 1969. 31-41 págs.

7. Klus, John P., "Ultimate Strength of Reinforced Concrete Beams in Combined Torsion and Shear", ACI Journal, Vol. 65, No. 3, marzo 1965. 210-215 págs.

8. McMüllen, A.E. y Warwaruk, J., "The Torsional Strength of Rectangular Reinforced Concrete Beams Subjected to Combined Loading", Preliminary Draft, Department of Civil Engineering at the University of Alberta. Informe No. 2, julio 1967, 236 págs.

9. Liao, Huey y Ferguson, Phil M., "Combined Torsion in Reinforced Concrete L-Beams with Stirrups", ACI Journal, Vol 66, No. 12, diciembre 1969. 986-993 págs. Segunda parte, 43 págs.

10. Lessig, N.N."Study of Cases of Failure of Concrete in Reinforced Concrete Elements with Rectangular Cross-Section Subjected to Combined Flexure and Torsion. Design of Reinforced Concrete Structures ed. A.A. Gvozdev, Moscu, 1961.

11. Comité ACI 438,"Torsion of Structural Concrete," Publicación especial SP 18, American Concrete Instituto, 1968.

12. Zia, Paul, "What Do We Know About Torsion in Concrete Elements?" Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 96, No. ST6, junio 1970. 1185-1199 págs.

7. NOTACION

a : Lado mayor de una elipse;

A_s : área total de acero longitudinal debido a torsión,

A_{sv} : área de una rama de estribos;

b_1, h_1 : lados menor y mayor, respectivamente, de un estribo medido centro a centro;

b : lado menor de la elipse;

b, h : lados menor y mayor del rectángulo;

b' : lado mayor de una sección con patines;

b_1', h_1' : lados menor y mayor de la sección descontado el recubrimiento, respectivamente;

d : peralte efectivo;

D : diámetro de una sección circular;

e : excentricidad por torsión, igual a T/V;

E : módulo de elasticidad del concreto;

f_c' : resistencia a la compresión de cilindros de concreto de 15 cm de diámetro y 30 cm de alto, a los 28 días para cemento normal (tipo 1) y a edades equivalentes para otros tipos;

f_c^* : f_c' reducida para diseño plástico

f_r' : módulo de rotura o resistencia a tensión del concreto simple medida en un ensaye de flexión;

f_t' : resistencia del concreto en tensión determinada a partir de ensayes en cilindros cargados diametralmente;

f_{sv} : esfuerzo en el estribo

f_{yv} : límite de fluencia del acero de los estribos;

G : módulo de elasticidad en cortante;

E : módulo de elasticidad del concreto;

J_m : momento polar de inercia de una sección

k : constante

k_e : factor de forma para secciones rectangulares de un elemento

k_p : factor de forma para secciones rectangulares de un elemento;

m : relación entre el acero longitudinal y el acero transversal;

M : momento flexionante bajo cargas combinadas;

M_u : momento flexionante en flexión pura;

M_r : momento máximo de trabajo que resiste la sección sujeto solo a flexión;

p : porcentaje de refuerzo de compresión; presión aplicada uniformemente;

p_t : porcentaje volumétrico total de acero (longitudinal más transversal;

p' : porcentaje de refuerzo de tensión;

q : carga por unidad de longitud;

r : radio de un cilindro circular recto;

s : tensión por unidad de longitud;

t : espesor del patín en secciones L y T;

T : torsión resistente en una sección de un elemento;

T_c : contribución del concreto a la resistencia a torsión

T_s : contribución del acero de refuerzo a la resistencia a torsión

T_u : resistencia última a torsión de un elemento de concreto reforzado

T_{up} : momento resistente máximo de torsión de un elemento de concreto simple

T_{agr} : momento torsionante de agrietamiento;

u : deformación debida a torsión en un punto cualquiera de una sección en dirección paralela al eje X;

v : deformación debida a torsión en un punto cualquiera de una sección en dirección al eje Y;

V : fuerza cortante

: coeficiente de variación;

: momento torsionante debido a las cargas aplicadas

V_c : fuerza cortante resistente de la sección de un elemento de concreto;

V_u : fuerza cortante última;

w : deformación debida a torsión en un punto cualquiera de una sección en dirección paralela al eje Z;

z : distancia entre dos secciones;

θ : giro relativo entre dos secciones de un elemento;

θ : ángulo de giro relativo unitario;

Ω : parámetro que se determina experimentalmente;

σ_x : esfuerzo normal en un punto cualquiera en dirección al eje X;

σ_y : esfuerzo normal en un punto cualquiera en dirección al eje Y;

σ_z : esfuerzo normal en un punto cualquiera en dirección al eje Z;

τ_{xy} : esfuerzo cortante en un punto cualquiera normal al eje X y paralelo al eje Y;

τ_{xz} : esfuerzo cortante en un punto cualquiera normal al eje X y paralelo al eje Z;

τ_{yz} : esfuerzo cortante en un punto cualquiera normal al eje Y y paralelo al eje Z;

$\tau_{máx}$: esfuerzo cortante máximo debido a torsión;

τ : esfuerzo cortante por torsión

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DEL D.F.

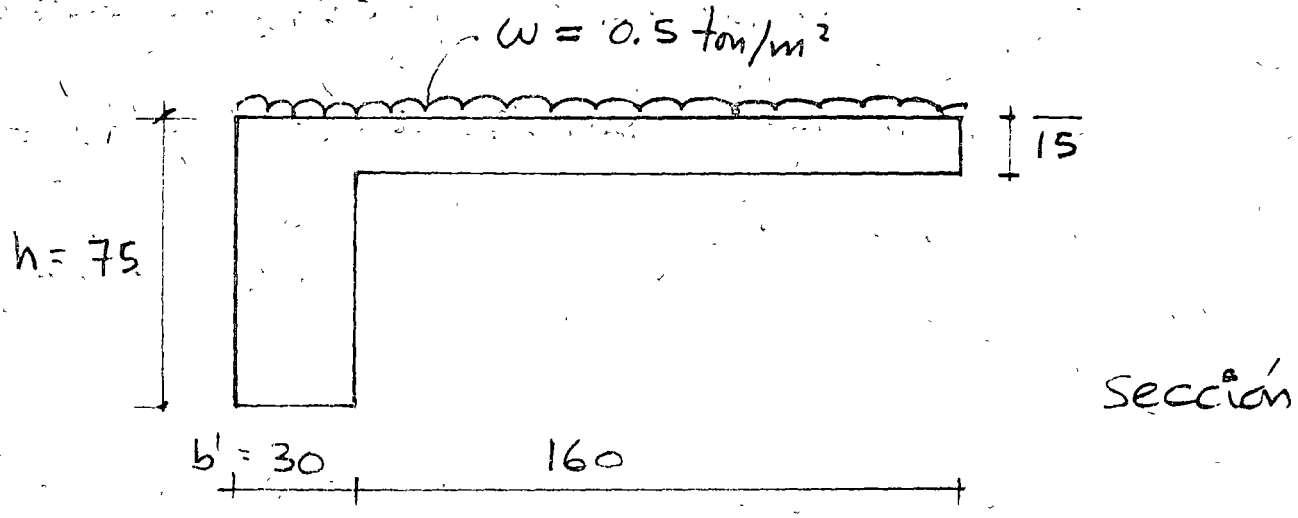
EJEMPLOS DE DISEÑO POR TORSION

ING. SALVADOR MEDINA RIVERO

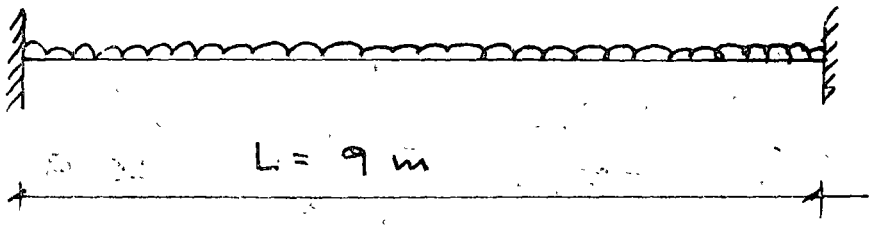
SEPTIEMBRE DE 1977.

Dimensionamiento de un elemento sujeto a torsión, cortante y flexión

Datos:



Sección



SOLUCION

Materiales.

concreto $f'_c = 200\ kg/cm^2$

acero $f_y = 4\,200\ kg/cm^2$

CARGAS

peso propio losa $0.15 \times 2.4 = 0.36$ ton/m²

carga total por m² losa = $= 0.5 + 0.36 = 0.86$ ton/m²

peso propio viga: $0.30 \times 0.75 \times 2.4 = 0.54$ ton/m

carga total lineal sobre la viga : $0.86 \times 1.90 + 0.54 = 2.2$ ton/m

Factor de carga $F_c = 1.4$

Carga de diseño $w_D = 1.4 \times 2.2 = 3.1$ ton/m

CALCULO DE ACCIONES INTERNAS

Momento flexionante

En los apoyos

$$M = \frac{wL^2}{12} = \frac{3.1 \times 9^2}{12} = 20.9 \text{ ton-m}$$

En el ℄

$$M = \frac{wL^2}{24} = \frac{3.1 \times 9^2}{24} = 10.4 \text{ ton-m}$$

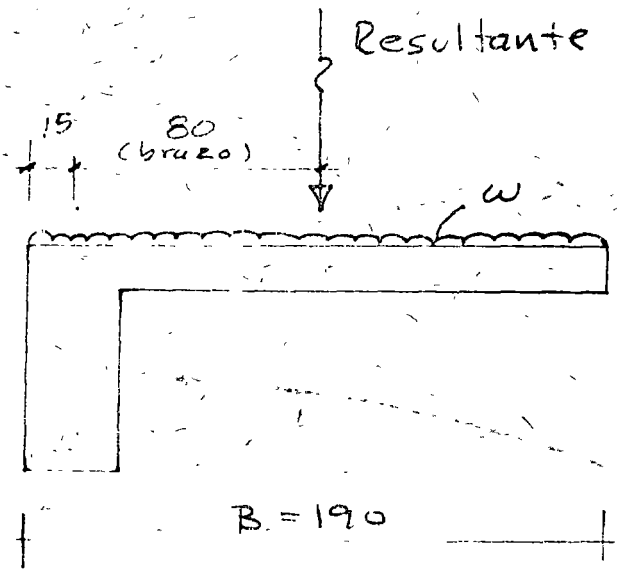
Fuerza cortante

En la sección crítica (a una distancia d)

$$V = R - wd = \frac{wL}{2} - wd = 11.8 \text{ ton}$$

Momento torsionante

$$M = F_c (wB)(\text{brazo})\left(\frac{L}{2}\right)$$

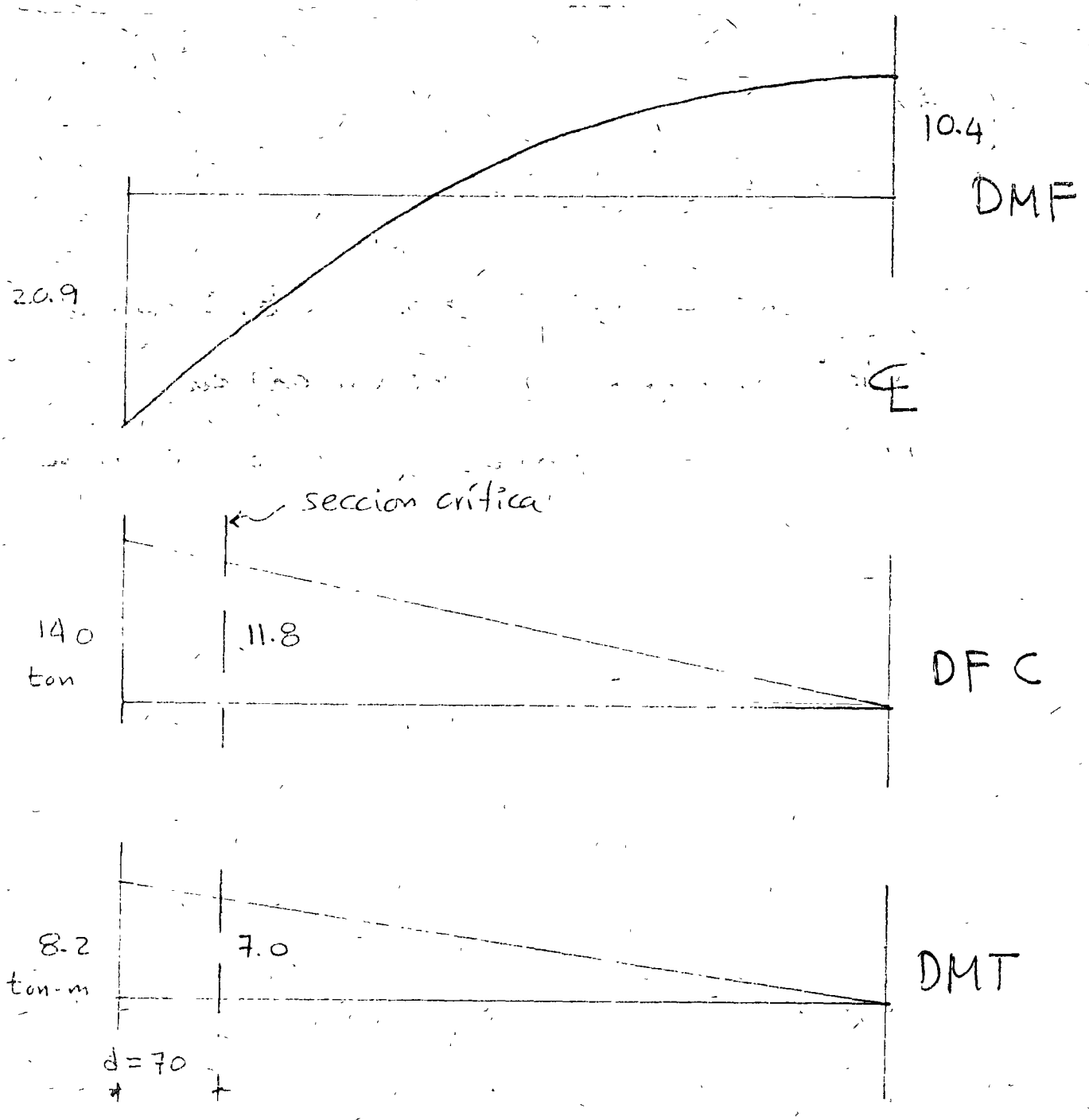


$$M = 1.4 \times 0.86 \times 1.90 \times 0.80 \times 4.50 = 8.2 \text{ ton-m}$$

Momento torsionante en la sección crítica

$$M = 1.4 \times 0.86 \times 1.90 \times 0.80 \times 3.80 = 7.0 \text{ ton-m}$$

Diagramas de acciones internas



Revisión de la necesidad de tomar en cuenta la torsión

(Se supone que las dimensiones resistentes menores de 20cm son iguales que las nominales)

$$T_{OR} = 0.6\, F_R \sum x^2 y \sqrt{f_c^*}$$

$$= 0.6 \times 0.8 \times 12.65\,(30^2 \times 75 + 15^2 \times 45)$$

$$T_{OR} = 4.7 \text{ ton-m}$$

Suponiendo un porcentaje de acero $p = 0.01$, $(p = 0.005)$

$$V_{CR} = F_R\, bd\,(0.2 + 30p)\sqrt{f_c^*}$$

$$= 0.8 \times 30 \times 70\,(0.2 \times 30 \times 0.005)\,12.65 = 7.4 \text{ ton}$$

Además

$$T_U = 7.0$$

$$T_{CR} = 0.25\, T_{OR} = 0.25 \times 4.7 = 1.2 \text{ ton-m} < T_U$$

y:

$$\frac{T_U^2}{T_{OR}^2} + \frac{V_U^2}{V_{CR}^2} = \left(\frac{7}{4.7}\right)^2 + \left(\frac{11.8}{7.4}\right)^2 > 1$$

Por tanto se requiere refuerzo por torsión.

Revisión de la sección de 30 × 75 cm

Se debe cumplir

$$T_u \leq 7\, T_{CR}\left(1 - \frac{V_u}{2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}}\right)$$

$$7 \times 12\left(1 - \frac{11.8\times10^3}{2.5\times0.8\times30\times70\times12.65}\right) = 6.5 < T_u$$

Para fines de ejemplo se acepta la sección.

CALCULO DEL REFUERZO

Refuerzo transversal

a) Por fuerza cortante

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u - V_{CR}}{F_R\, d\, f_y} = \frac{11.8 - 7.4}{0.8\times70\times4.2} = 0.0187\ cm^2/cm$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{3.5\, b}{F_R\, f_y} = \frac{3.5\times30}{0.8\times4200} = 0.0313 \quad \text{RIGE}$$

b) Por torsión

$$\Omega = 0.67 + 0.33\, y_1/x_1 = 0.67 + 0.33\, 70/25 = 1.59$$

$$\Omega = 1.50$$

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{T_u - T_{CR}}{F_R\, \Omega\, x_1 y_1 F_{yv}} = \frac{700\,000}{0.80\times150\times25\times70\times4200}$$

$$\frac{A_{sv}}{s} = 0.0794\ cm^2/cm$$

c.) Total

Como A_v es el área de las dos ramas de un estribo y A_{sv} es el área de una rama de estribo:

$$\left(\frac{A_s}{s}\right)_{total} = 0.5\frac{A_v}{s} + \frac{A_{sv}}{s} = 0.0156 + 0.0794 = 0.095$$

d) Refuerzo mínimo

$$\left(\frac{A_s}{s}\right)_{mín} = \frac{4T_{CR} - T_{CR}}{F_R\,\Omega\,x_1 y_1 f_{yv}} = \frac{3 \times 120000}{0.8 \times 1.5 \times 25 \times 70 \times 4200}$$

$$= 0.0408 \ cm^2/cm$$

(Distancia a partir del ℄ donde rige el refuerzo mín:)
Del diagrama de momentos torsionantes:

$$\frac{8.2}{4.5} = \frac{4 \times 1.2}{x} \Rightarrow x = 2.63\ m \qquad (1.87\ m)$$

SEPARACION DE ESTRIBOS

E # 3 $\quad s = \dfrac{0.71}{0.095} = 7.5\ cm$

E # 4 $\quad s = \dfrac{1.27}{0.095} = 13.4\ cm$

E # 4 $\quad s_{máx} = \dfrac{1.27}{0.0408} = 31\ cm$

Separación máxima

$x_1 = 25\ cm$

$0.5y_1 = 35\ cm$

$30\ cm$

Usar E #4 @ 13.5 cm en 1.87m a partir de apoyos

E #4 @ 25 cm resto (5.26 m)

REFUERZO LONGITUDINAL POR TORSION

$$A_{st} = 2\,\frac{A_{sv}}{s}(x_1 + y_1)\,\frac{f_{yv}}{f_y} = 2 \times 0.095(25+70) = 18.0\ cm^2$$

REFUERZO POR FLEXION

$$\rho_{máx} = 0.75\,\rho_b = 0.75\,\frac{136}{4200}\,\frac{4800}{10200} = 0.0114$$

$$\rho_{mín} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.7\sqrt{200}}{4200} = 0.0024$$

Acero negativo

$$\frac{M_R}{F_R\,b\,d^2} = \frac{20.9 \times 10^5}{0.9 \times 30 \times 70^2} = 15.8\ kg/cm^2$$

De gráficas:

$\rho = 0.0044$

$A_s = \rho b d = 0.0044 \times 30 \times 70 = 9.2\ cm^2$

Usar 2 #8 $10.1\ cm^2$

Acero positivo

Resulta $p = 0.0022$

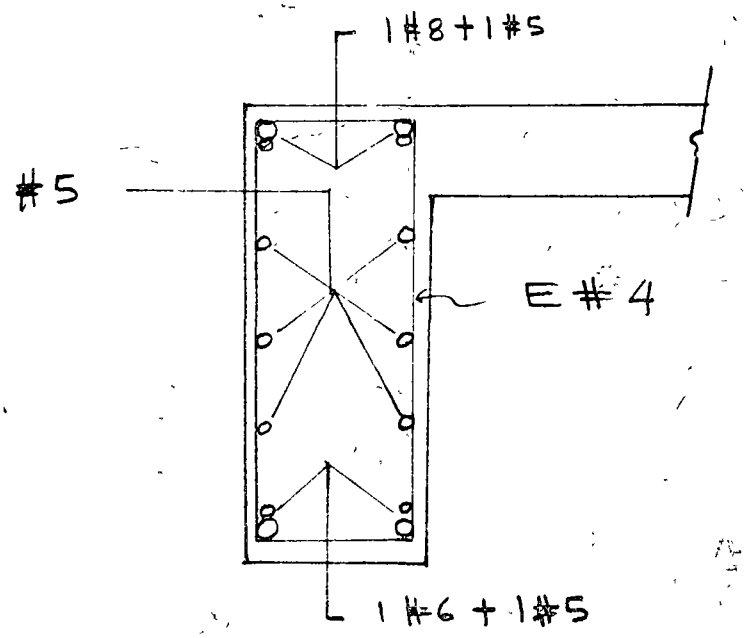
$$A_{s(+)} = 0.0024 \times 30 \times 70 = 5 \text{ cm}^2$$

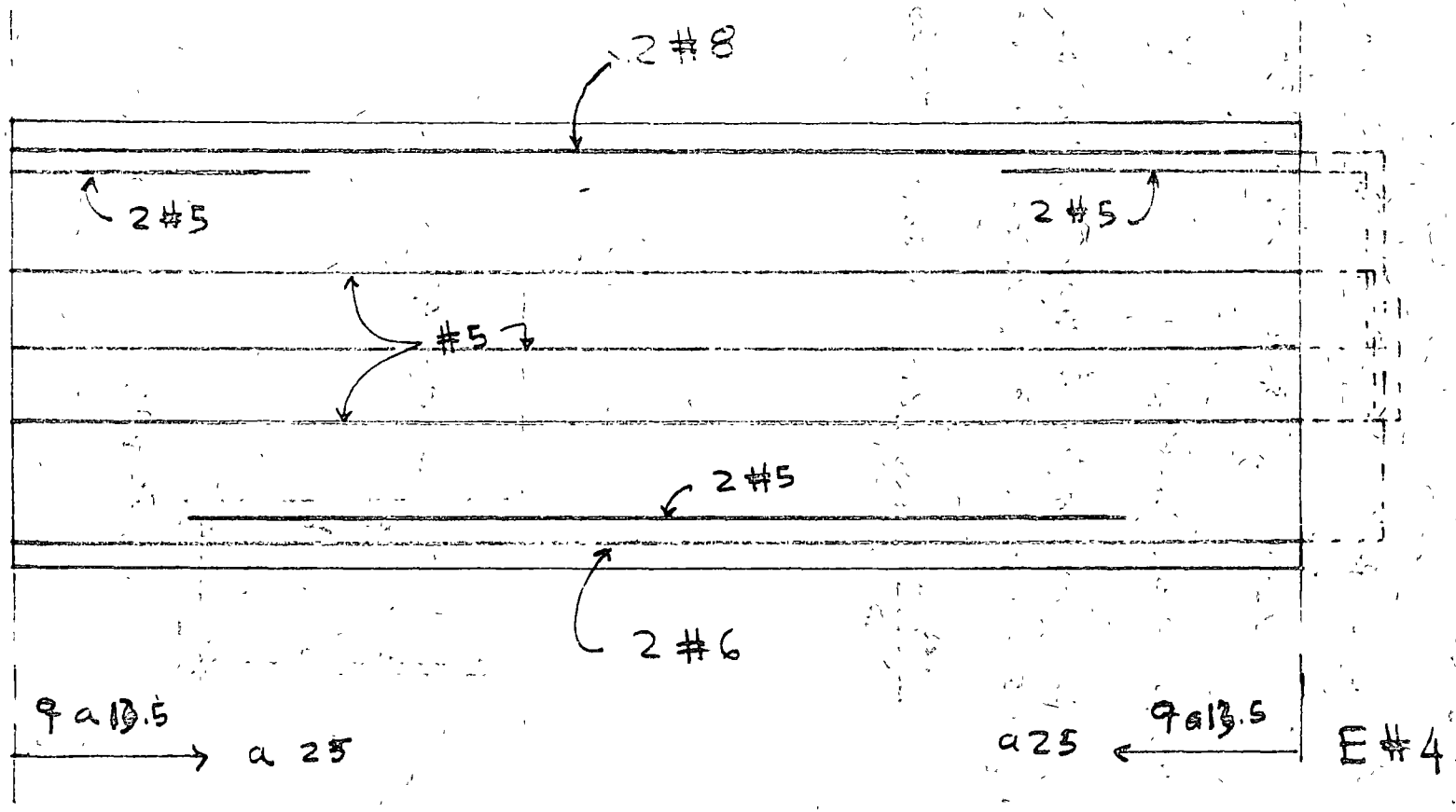
Usar 2#6 $A_s = 5.7 \text{ cm}^2$

Refuerzo definitivo

El acero longitudinal por torsión se repartirá uniformemente en la sección en 10 vars, esto es:

$$\frac{18.0}{10} = 1.8 \text{ cm}^2 \quad \text{usar} \quad \#5 \quad a_s = 2 \text{ cm}^2$$




2#8
2#5
2#5
#5
2#5
2#6
9 a 13.5
a 25
a 25
9 a 13.5
E#4

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DEL D.F.

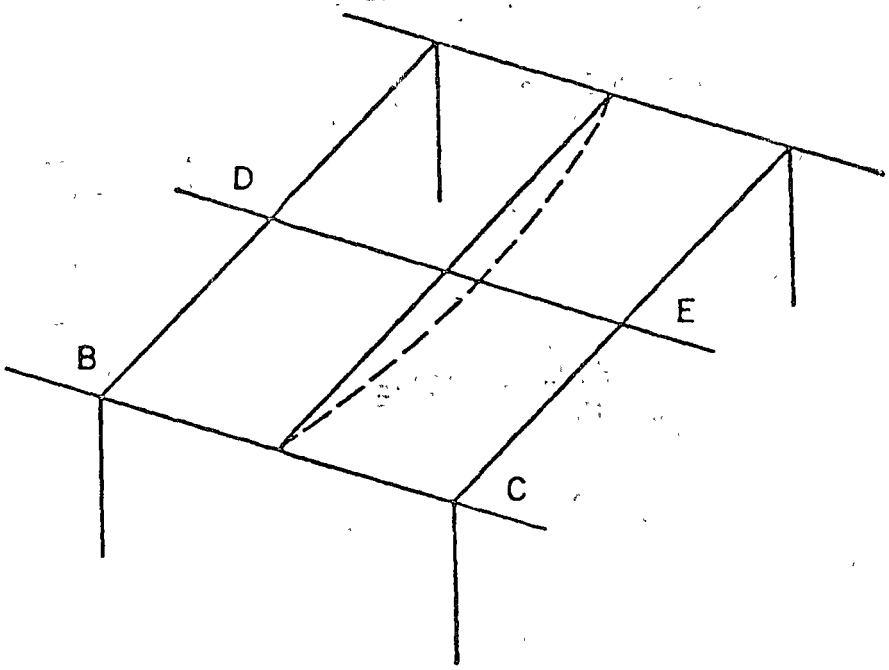
T O R S I O N
EJEMPLO

ING. SALVADOR MEDINA RIVERO
SEPTIEMBRE DE 1977.

PALACIO DE MINERIA
Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.

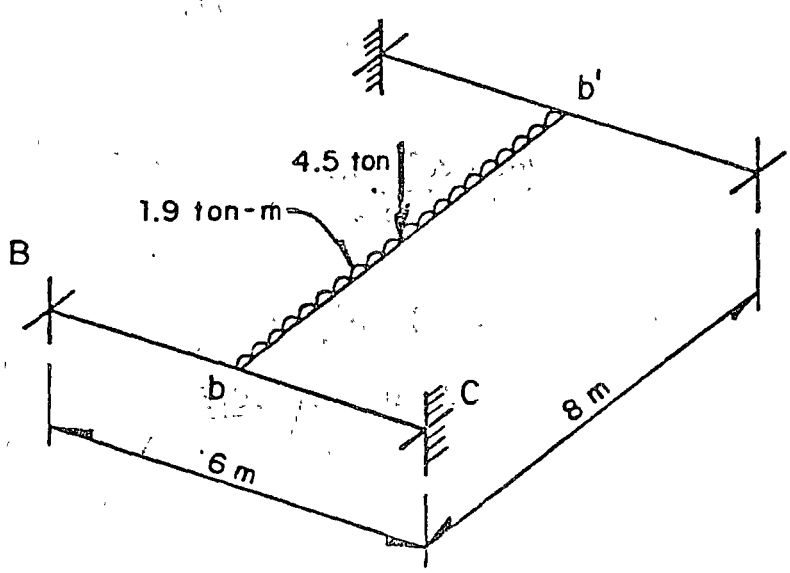
Acciones internas

Torsión



Sólo se tendrá en cuenta la torsión causada por la viga secundaria (se despreciará la producida por la losa).

Para valuar la torsión, el sistema de vigas se idealizará como sigue:

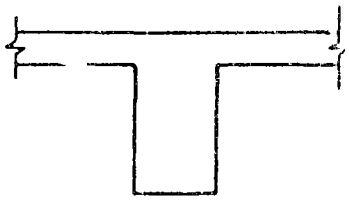


Se hará una distribución de momentos en el nudo b de acuerdo con la rigidez a torsión de la viga BC y con la rigidez a flexión de la viga bb'.

Momento de empotramiento viga bb'

$$M_e = \frac{PL}{8} + \frac{WL}{12} = \frac{4.5 \times 8}{8} + \frac{15.2 \times 8}{12} = \underline{14.6 \text{ ton-m}}$$

$$W = 1.9 \times 8 = 15.2 \text{ ton}$$



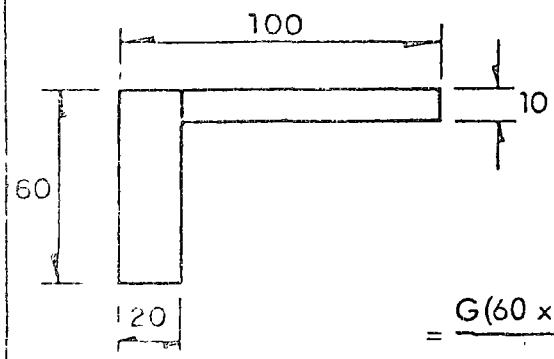
Rigideces

Viga bb'

2 $$r_{bb'} = \frac{2EI}{L} = \frac{2 \times 72 \times 10^4}{8 \times 10^2} E = \underline{1800E}$$

3 $$I_T \cong 2\frac{bh^3}{12} = \frac{20 \times 60^3}{6} = 720\ 000 \text{ cm}^4$$

Rigidez a torsión de la viga BC:



Rigidez de media viga:

4 $$r_{tors} = \frac{G\sum(y\,x^3\beta)}{2L}$$

$$= \frac{G(60 \times 20^3 \times 0.263 + 80 \times 10^3 \times 0.307)}{2 \times 300} = \frac{G(126000+24560)}{00}$$

$G = 0.4E$; $r_{tors} = 251\ G = 251\ (0.4E) = 100.4\ E$

rigidez de las dos mitades $= 2 \times 100.4\ E = \underline{201\ E}$

Factores de distribución

$$f_{bb'} = \frac{r_{bb'}}{\Sigma r} = \frac{1800}{1800 + 201} = 0.9$$

$$f_{BC} = \frac{201}{1800 + 201} = 0.1 \quad \text{(en torsión)}$$

Distribución del momento de empotramiento

	viga BC	viga bb'	
Fact. de distr.	0.1	0.9	
Mom. empotr.		+14.6	
	-1.5	-13.1	
M. finales	-1.5	+1.5	ton-m

En cuanto a torsión la viga BC está sujeta a los momentos siguientes (de servicio):

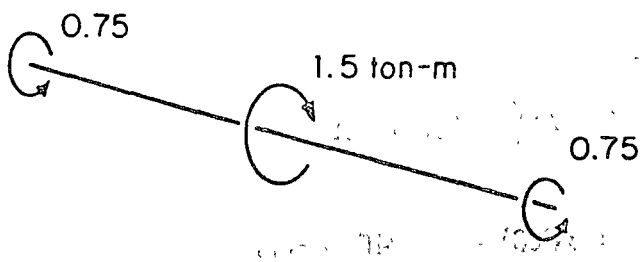
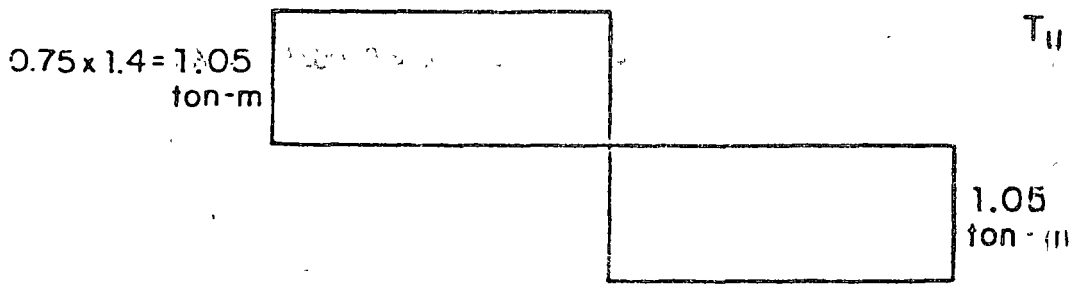
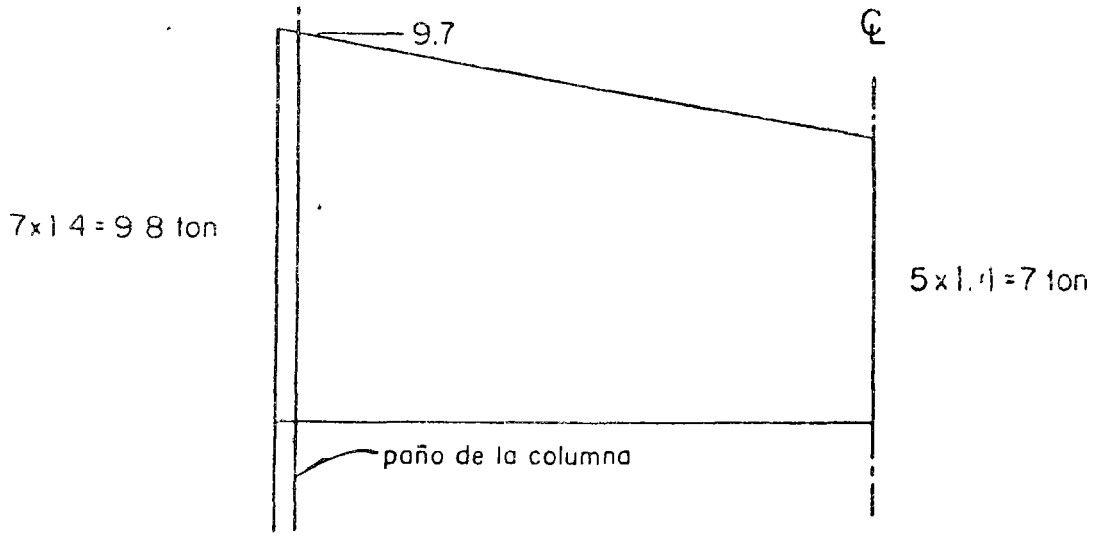


Diagrama de momentos torsionantes de diseño



Fuerza cortante (En la viga BC domina la condición CM + CV)

Diagrama de fuerzas cortantes de diseño, V_u



Revisión de la necesidad de tomar en cuenta la torsión

(En este ejemplo se supondrá que las dimensiones resistentes menores de 20 cm son iguales que las nominales)

$$T_{0R} = 0.6\ F_R \sum x^2 y \sqrt{f_c^*} = 0.6 \times 0.8 \times 12.65\ (20^2 \times 60 + 10^2 \times 80) =$$

$$= 6.07\ (24\,000 + 8\,000) = 194\,240 \text{ kg-cm} \qquad \text{(ec 2.33)}$$

Supóngase que en cada lecho se corren dos barras # 5 a todo lo largo de la viga, de modo que, para valuar V_{cR}, puede tomarse en forma conservadora $p = \frac{2 \times 1.98}{20 \times 55} = 0.0036$

$$V_{cR} = F_R\ bd\ (0.2 + 30p) \sqrt{f_c^*} = 0.8 \times 20 \times 55\ (0.2 + 30 \times 0.0036)\ 12.65$$

$$= 3428 \text{ kg} \qquad \text{(ec 2.16)}$$

T_u = 1.25 ton-m

$$\frac{T_u^2}{T_{OR}^2}+\frac{V_u^2}{V_{cR}^2}=\left(\frac{1.05}{1.94}\right)^2+\left(\frac{9.7}{3.43}\right)^2=0.541^2+2.82^2=$$

$$=0.2927+7.95=8.24>1$$

$$T_{cR}=0.25\ T_{OR}=0.25\times 1.94=0.485\ \text{ton-m}<T_u$$

luego se requiere refuerzo por torsión

5 Revisión de la sección de 20 x 60 cm

Se debe cumplir $T_u \leq 7\ T_{cR}\ (1 - V_u/2.5\ F_R\ bd\ \sqrt{f_c^*}\ )$

$$7\times 0.485\ (1-\frac{9.7}{27.8})=2.21\ \text{ton-m}>T_u$$

$$2.5\ F_R\ bd\ \sqrt{f_c^*}=2.5\times 0.8\times 20\times 55\times 12.65=27830\ \text{kg}$$

se acepta la sección de 20 x 60 cm

Cálculo del refuerzo

Refuerzo transversal

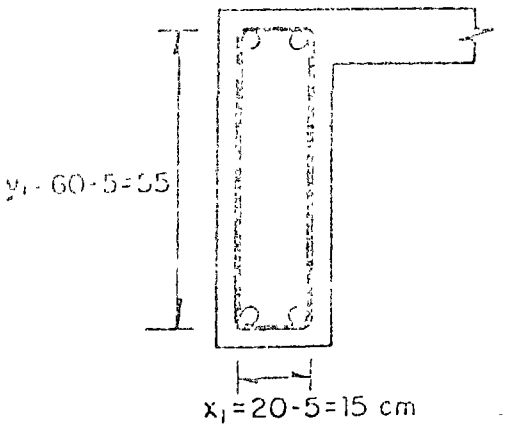
a) Por fuerza cortante (A_v = área de las dos ramas de un estribo)

6 $$\frac{A_v}{s}=\frac{V_u-V_{cR}}{F_R\ d\ f_y}=\frac{9700-3430}{0.8\times 55\times 4200}=0.0339$$ rige ésta

$$\frac{A_v}{s}=\frac{3.5\,b}{F_R\ f_y}=\frac{3.5\times 20}{0.8\times 4200}=0.0208$$

b) Por torsión $\qquad A_{sv}$ = área trans. de una rama de estribo

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{T_U - T_{cR}}{F_R \Omega x_1 y_1 f_{yv}} = \frac{105000 - 48500}{0.8 \times 1.5 \times 15 \times 55 \times 4200} = 0.0136 \ \frac{cm^2}{cm}$$



$$\Omega = 0.67 + 0.33 \frac{y_1}{x_1} = 0.67 + 0.33 \frac{55}{15}$$

$$= 1.89 > 1.5 \ \therefore \ \Omega = 1.5$$

c) Total

$$\frac{A_{s\,total}}{s} = 0.5 \frac{A_v}{s} + \frac{A_{sv}}{s} = 0.0169 + 0.0136 = 0.0305 \ \frac{cm^2}{cm}$$

(de una rama)

d) Refuerzo mínimo (véase 2.1.6 b)

$$\frac{A_{s\,mín}}{s} = \frac{4\,T_{cR} - T_{cR}}{F_R \Omega x_1 y_1 f_{yv}} = \frac{3 \times 48500}{4.16 \times 10^6} = 0.035 \ \frac{cm^2}{cm}$$ rige ésta (ec 2.35)

<u>Separación de estribos</u>

con estr. # 3 $\qquad s = \dfrac{0.71}{0.035} = 20.3$ cm

con estr. # 2.5 $\qquad s = \dfrac{0.49}{0.035} = 14$ cm

separación máxima $\begin{cases} x_1 = 15 \text{ cm} \\ 0.5\, y_1 = 0.5 \times 55 = 27.5 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$

usar estribos # 2.5 @ 14 cm

en toda la viga

Refuerzo longitudinal por torsión

$$A_{st} = 2\frac{A_{sv}}{S}(x_1 + y_1)\frac{f_{yv}}{f_y} = 2 \times 0.35\,(15 + 55) \times 1 = 4.9 \text{ cm}^2 \qquad \text{(ec 2.36)}$$

(en este caso $\frac{A_{sv}}{S} = 0.35$) $\qquad$ 4 # 4, $A_s = 5.08 \text{ cm}^2$

usar 4 barras # 4, una en cada esquina, en toda la viga, adicionales a las necesarias por flexión.

COMENTARIOS

1. La carga uniforme en la viga bb' se debe a su peso propio y a la carga que proviene de la losa; la carga concentrada es el efecto de la viga secundaria D-E. Todos son valores en condiciones de servicio.

2. Es la rigidez de una viga simétrica.

3. El momento de inercia centroidal de una viga T es del orden del doble del momento de inercia centroidal del alma con su peralte total.

4. De acuerdo con 2.1.6 a) la rigidez a torsión que se use en el análisis debe ser la mitad de la rigidez elástica; de aquí el 2 que aparece en el denominador.

5. Véase el párrafo final de 2.1.6 b)

6. Es la ec 2.19 en la que se ha despejado Av/S. Se procede así porque se facilita sumar después con el refuerzo transversal por torsión.

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL

CARGA AXIAL. EFECTOS DE ESBELTEZ

Ing. José M. Rioboó Martín

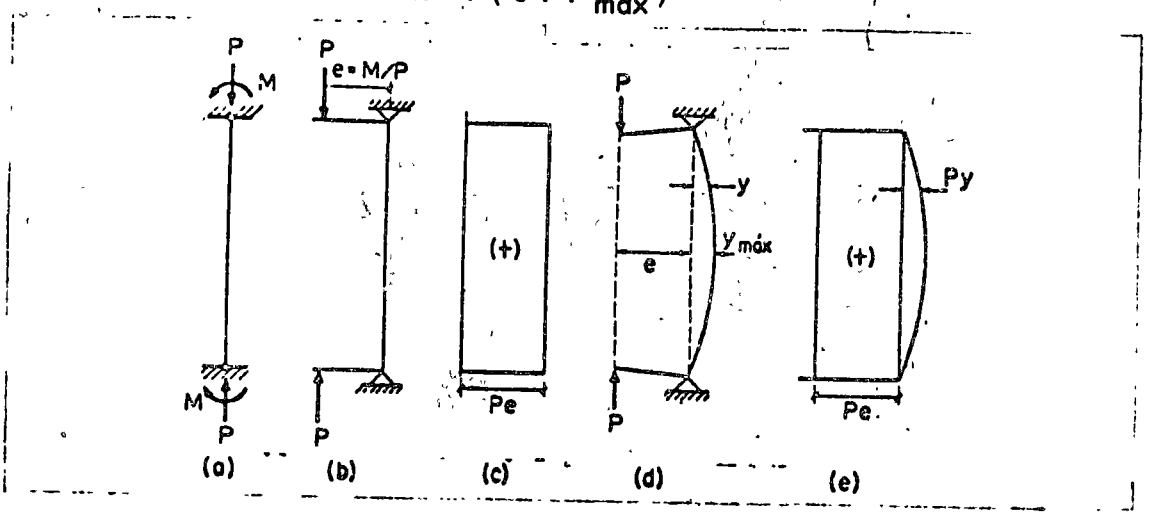
Septiembre, 1977

PALACIO DE MINERIA
Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.

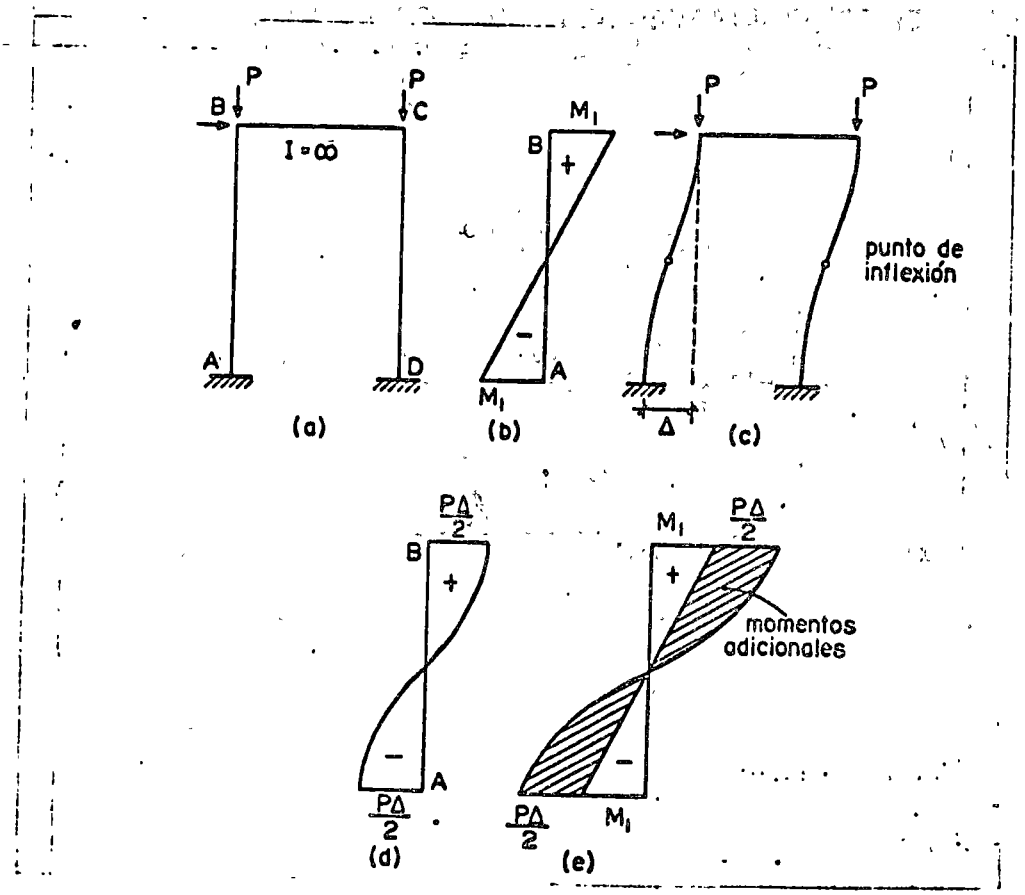
EFECTO DE ESBELTEZ

MOMENTOS ADICIONALES EN UNA COLUMNA POR EFECTO DE ESBELTEZ

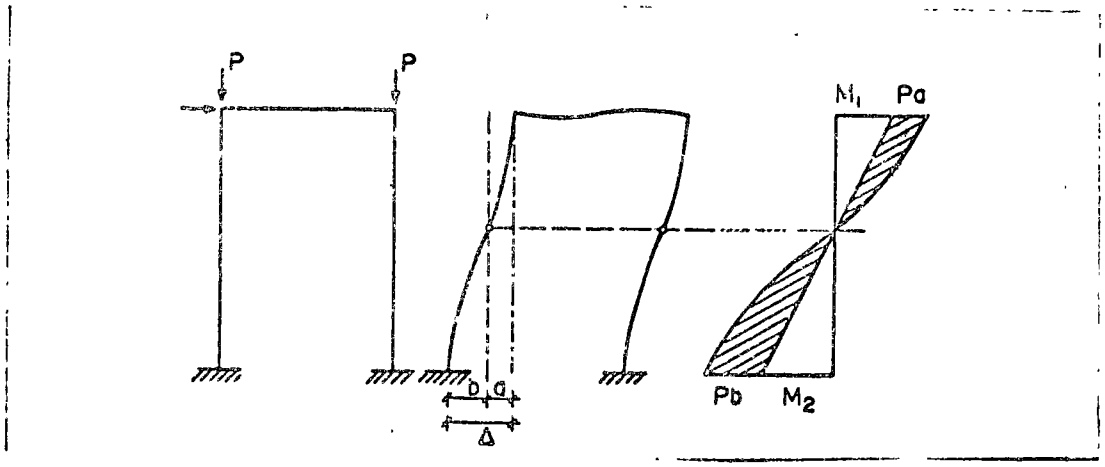
$$M = P\,(e + Y_{máx})$$



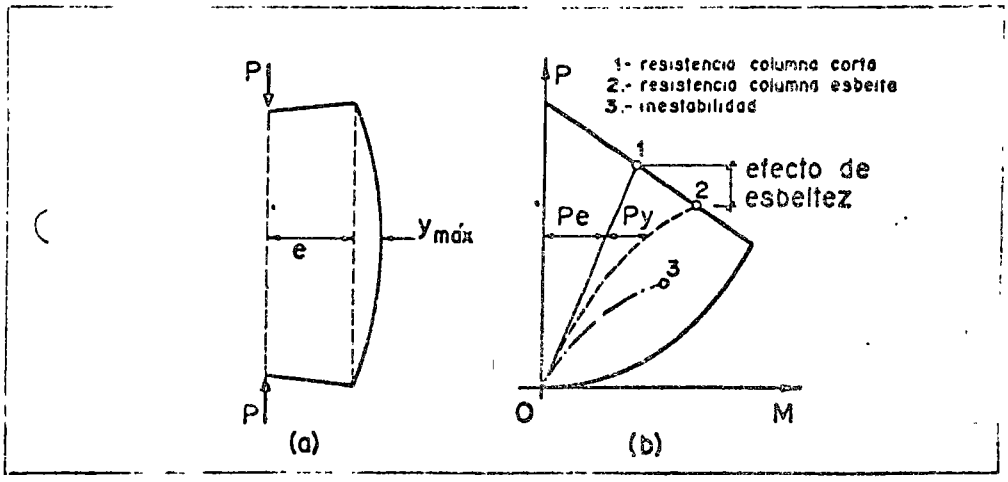
MOMENTOS ADICIONALES EN UNA COLUMNA POR EFECTO DEL DESPLAZAMIENTO LATERAL RELATIVO (TRABE DE RIGIDEZ INFINITA).



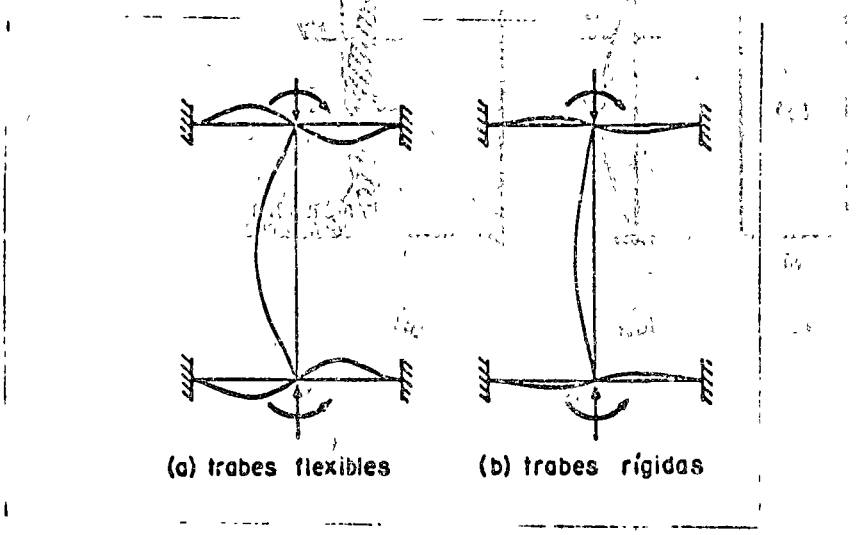
COMENTOS ADICIONALES EN UNA COLUMNA POR EFECTO DEL DESPLAZAMIENTO LATERAL RELATIVO (TRABE DE RIGIDEZ INFINITA).



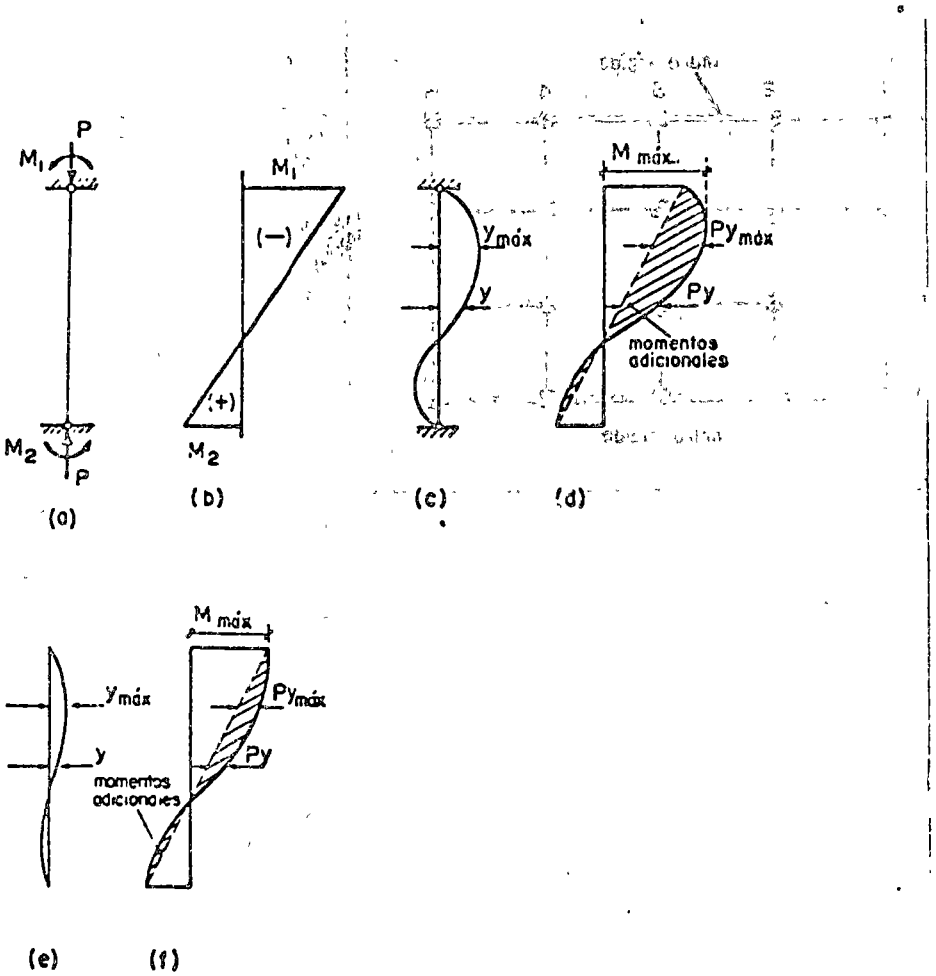
COMPARACION DEL COMPORTAMIENTO DE UNA COLUMNA CORTA, DE UNA COLUMNA ESBELTA Y DE UNA COLUMNA QUE FALLA POR INESTABILIDAD.



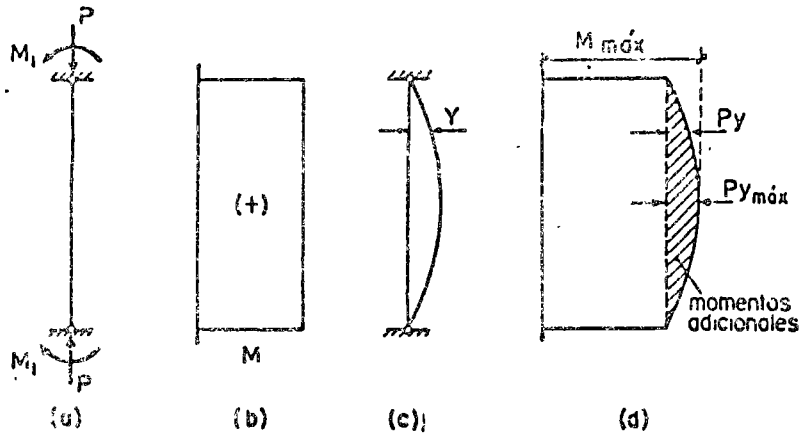
EFECTO DE LA RIGIDEZ FLEXIONANTE DE LAS TRABES QUE RESTRINGEN A UNA COLUMNA



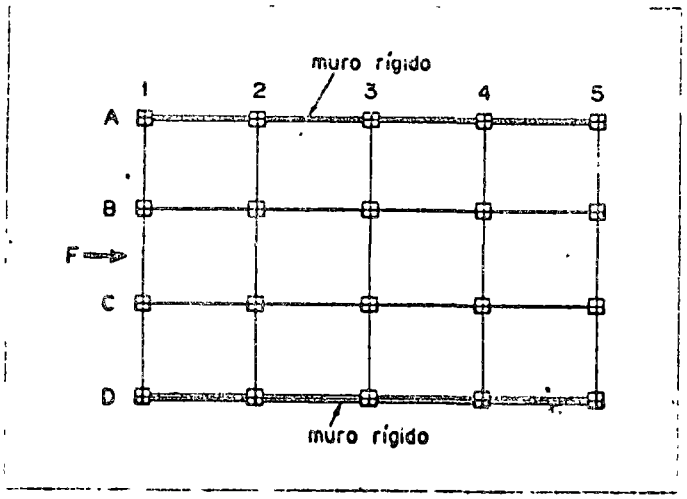
EFECTO DE ESBELTEZ EN COLUMNAS CON DOBLE CURVATURA



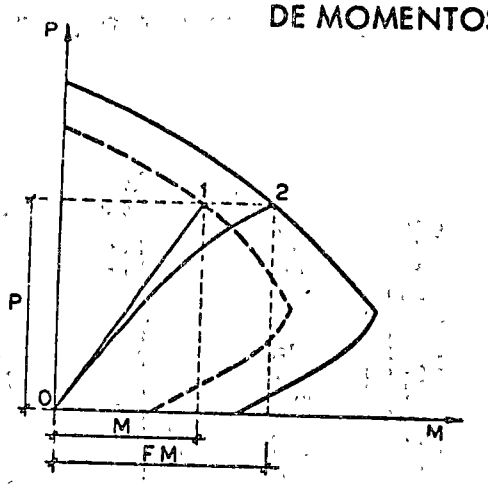
EFECTO DE ESBELTEZ EN COLUMNAS CON CURVATURA SIMPLE.



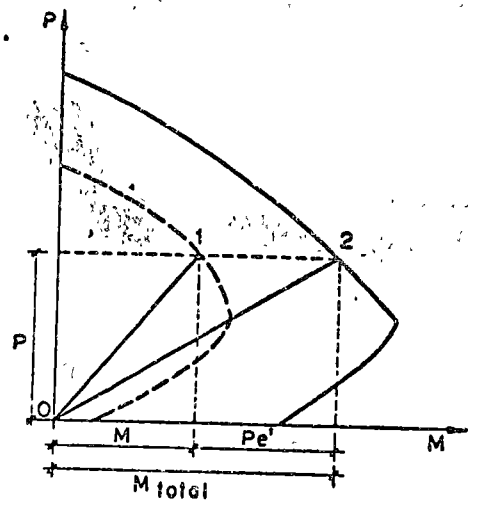
ESTRUCTURA CON MUROS RIGIDOS



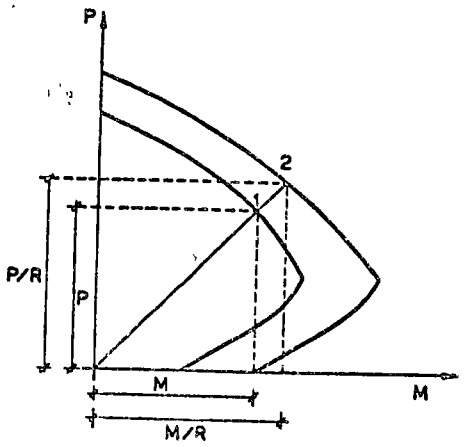
VALORES DE DIMENSIONAMIENTO EN LOS METODOS DE AMPLIFICACION DE MOMENTOS.



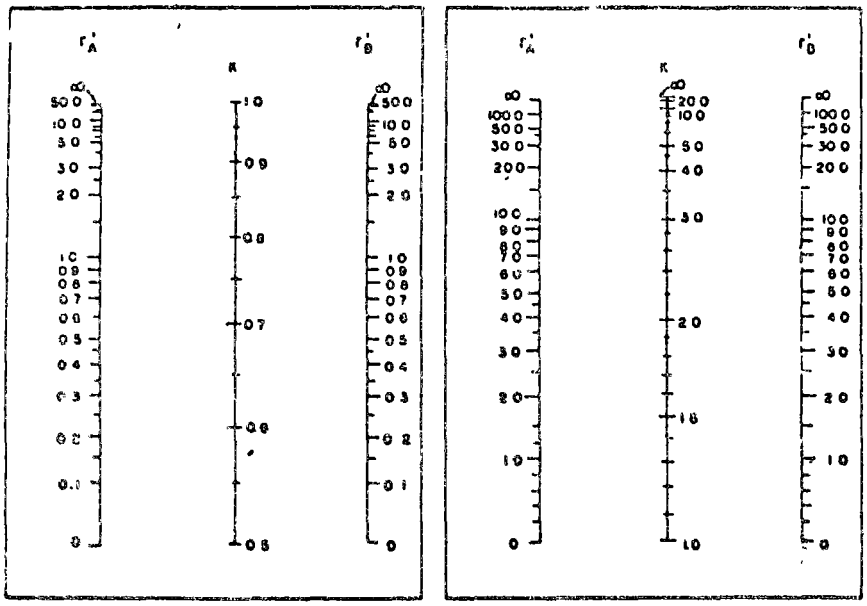
VALORES DE DIMENSIONAMIENTO EN LOS METODOS DEL MOMENTO COMPLEMENTARIO



VALORES DE DIMENSIONAMIENTO EN LOS METODOS DEL FACTOR DE REDUCCION.



FACTORES PARA OBTENER LAS LONGITUDES EFECTIVAS DEL PANDEO



(a) marcos contraventeados

(b) marcos no contraventeados

$$r' = \frac{\sum K_{col.}}{\sum K_{piso}}$$

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO SEGUN EL NUEVO RECLAMENTO DEL D.F.

TEMA: VEGAS CONTINUAS CON ANALISIS AL LIMITE.

PROF. DR. OSCAR M. GONZALEZ CUEVAS.

SEPTIEMBRE DE 1977.

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.

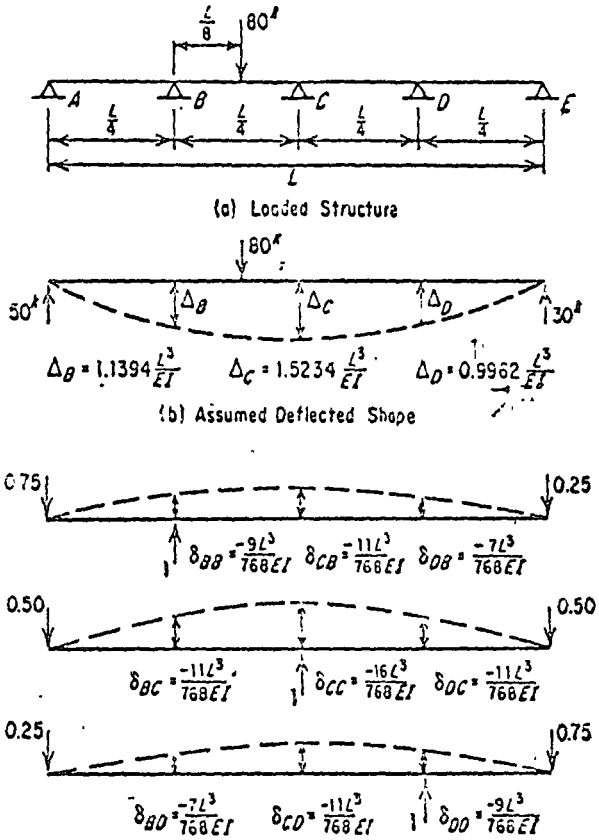
METODO DE BAKER

Consiste básicamente en insertar un número tal de articulaciones que la estructura se convierta en estáticamente determinada o isostática.

El procedimiento está basado en el método de análisis llamado método de las fuerzas o método de equilibrio.

Se hará una revisión del método como se aplica a estructuras hiperestática analizadas elásticamente y luego se ampliará el método de Baker. El método consiste de los siguientes pasos.

1. Suponer una solución que satisfaga los requisitos de estática, o sea, de equilibrio.
2. Determinar los errores resultantes en geometría.
3. Aplicar fuerzas arbitrarias y determinar las correcciones resultantes en geometría.
4. Calcular las fuerzas correctivas necesarias para eliminar los errores originales en geometría.
5. Obtener las fuerzas finales sumando las fuerzas correctivas a las fuerzas correspondientes de la solución supuesta en la etapa I.

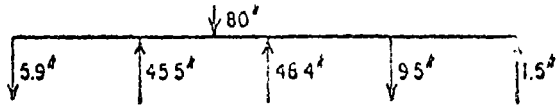


$$1.1394 + \left(-\frac{9}{768}\right) X_B + \left(-\frac{11}{768}\right) X_C + \left(-\frac{7}{768}\right) X_D = 0$$

$$1.5234 + \left(-\frac{11}{768}\right) X_B + \left(-\frac{16}{768}\right) X_C + \left(-\frac{11}{768}\right) X_D = 0$$

$$0.9962 + \left(-\frac{7}{768}\right) X_B + \left(-\frac{11}{768}\right) X_C + \left(-\frac{9}{768}\right) X_D = 0$$

$$X_B = 45.5^k, \quad X_C = 48.4^k, \quad X_D = -9.5^k$$



(d) Final Reactions

Figure 7-1 *Analysis of Continuous Beam by Force Method*

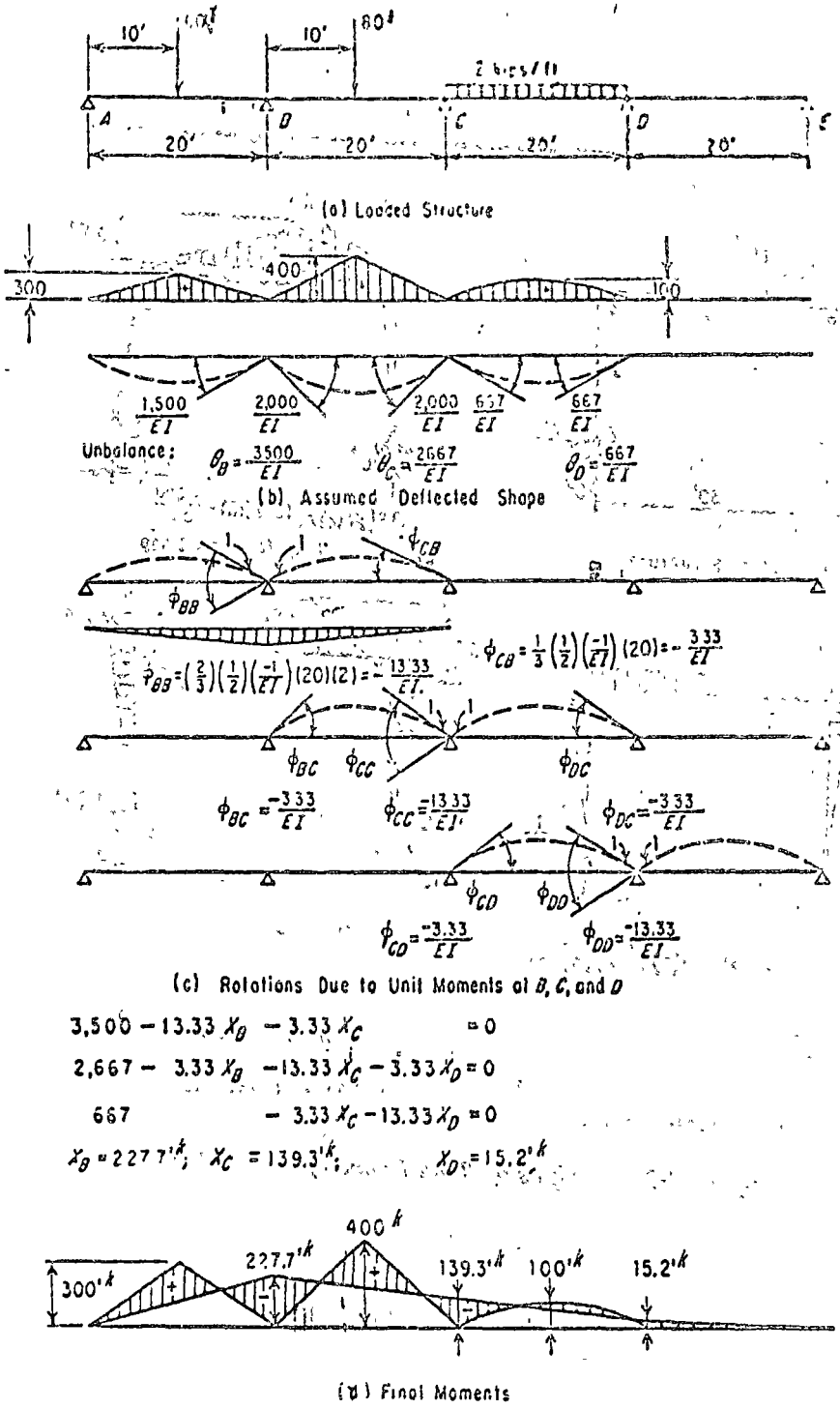


Figure 7-2. Analysis of Continuous Beam by Force Method

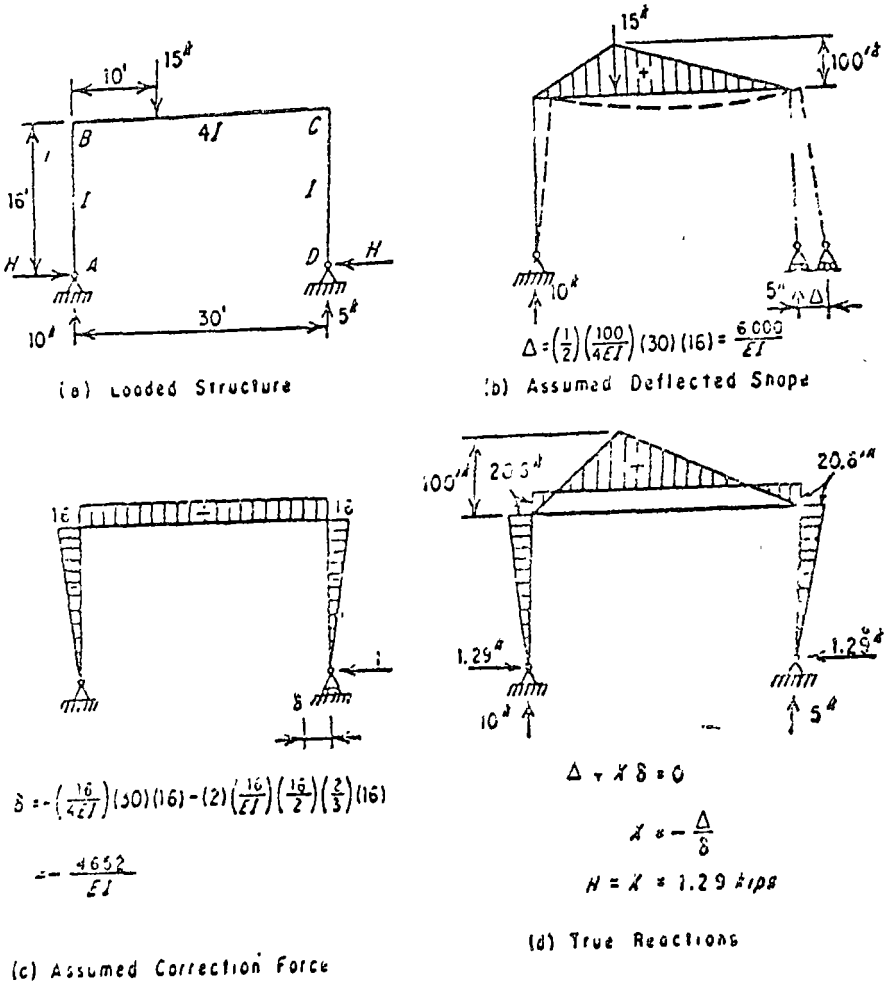


Figure 7-3. Analysis of Rigid Frame by Force Method

El sistema de ecuaciones que se forma, se puede expresar en forma general como:

$$\delta_{10} + \delta_{11} X_1 + \delta_{12} X_2 + \ldots + \delta_{1n} X_n = 0$$

$$\delta_{20} + \delta_{21} X_1 + \delta_{22} X_2 + \ldots + \delta_{2n} X_n = 0$$

$$\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$$

$$\delta_{n0} + \delta_{n1} X_1 + \delta_{n2} X_2 + \ldots + \delta_{nn} X_n = 0$$

Es un sistema de N ecuaciones con N incógnitas (pág. 143 de las notas).

Significado Físico de los Términos:

δ_{10} = deformación en 1 debida a la carga aplicada.

ejemplos: Δ_B, θ_B, Δ

δ_{20} = deformación en 2 debida a la carga aplicada,

ejemplos; Δ_C, θ_C

δ_{i0} = deformación en i debida a la carga aplicada

δ_{11} = deformación en 1 debida a la carga aplicada en 1;

ejemplo δ_{BB}, ϕ_{BB}

δ_{12} = deformación en 1 debida a la carga aplicada en 2;

ejemplo : δ_{BC}, ϕ_{BC}

δ_{ik} = deformación en i debida a la carga aplicada en k.

X_1 = fuerza desconocida en 1

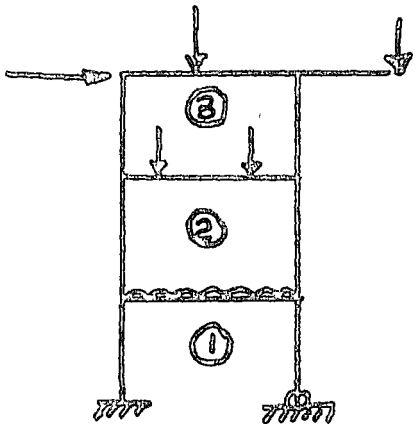
X_2 = fuerza desconocida en 2

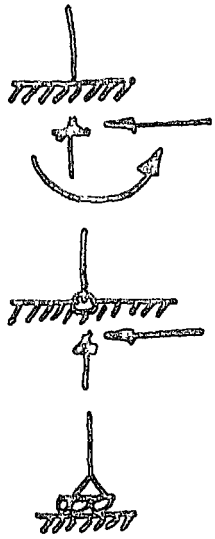
X_i = fuerza desconocida en i

Para Marcos

G H_1 = 3 x número de circuitos cerrados

- número de reacciones eliminadas en los apoyos.





Reac. elimin.

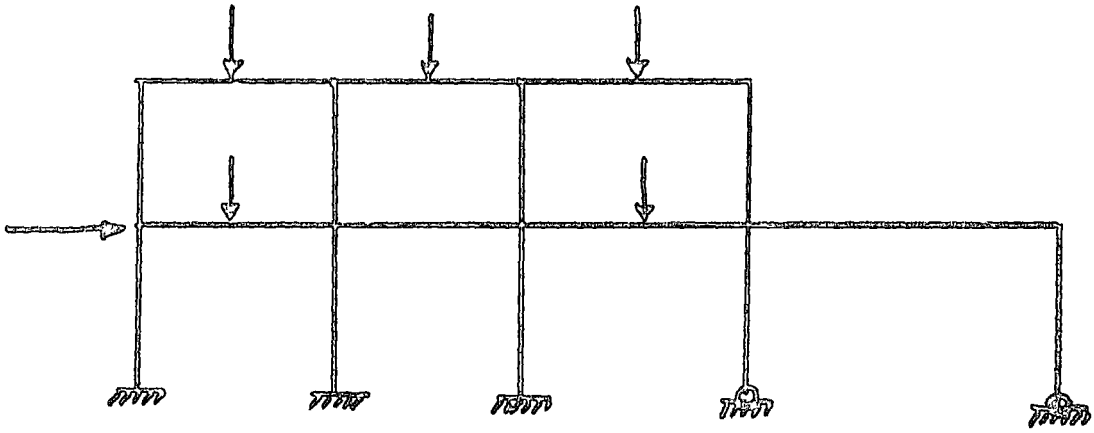
0

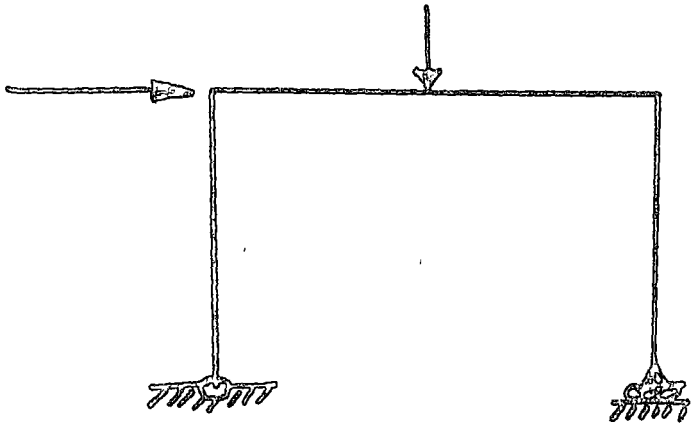
1

2

G. H. = 3 x 3 - 1 = 8

Resolver los siguientes ejemplos:



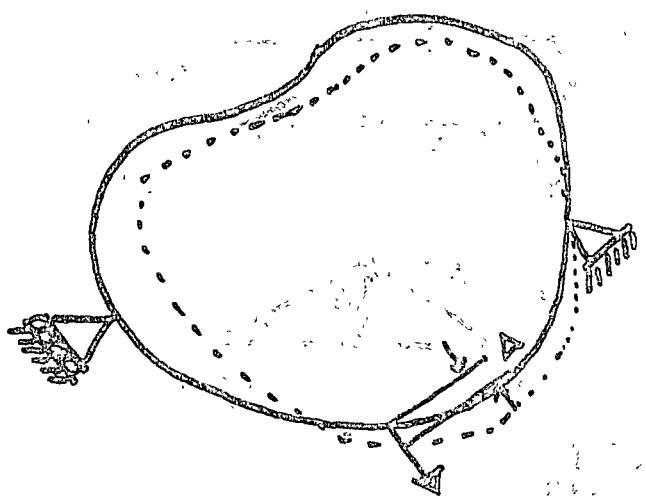


Paso 2

Determinar los errores resultantes en geometría.

En el método de Baker se determinan las rotaciones en apoyos. Estas rotaciones pueden determinarse por varios métodos:

Integrando la ecuación de la elástica, por viga conjugada, por teoremas área-momento. En el método de Baker se recomienda usar el método del trabajo virtual.



F (fuerza virtual)

Trabajo virtual externo = $F\Delta$

δ = def. real de un elemento diferencial

μ = esf. producidos por F en un elemento diferencial.

Trabajo virtual interno = $\Sigma \mu \delta$

$$F\Delta = \Sigma \mu \delta$$

$$\Delta = \Sigma \mu \delta$$

Para miembros sometidos a flexión,

μ = momento en una sección debido a una fuerza virtual unitaria = m

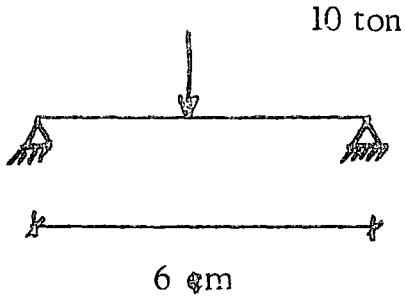
δ = cambio angular o curvatura en una sección de la viga por unidad de longitud.

$$= \frac{M}{EI}\, ds$$

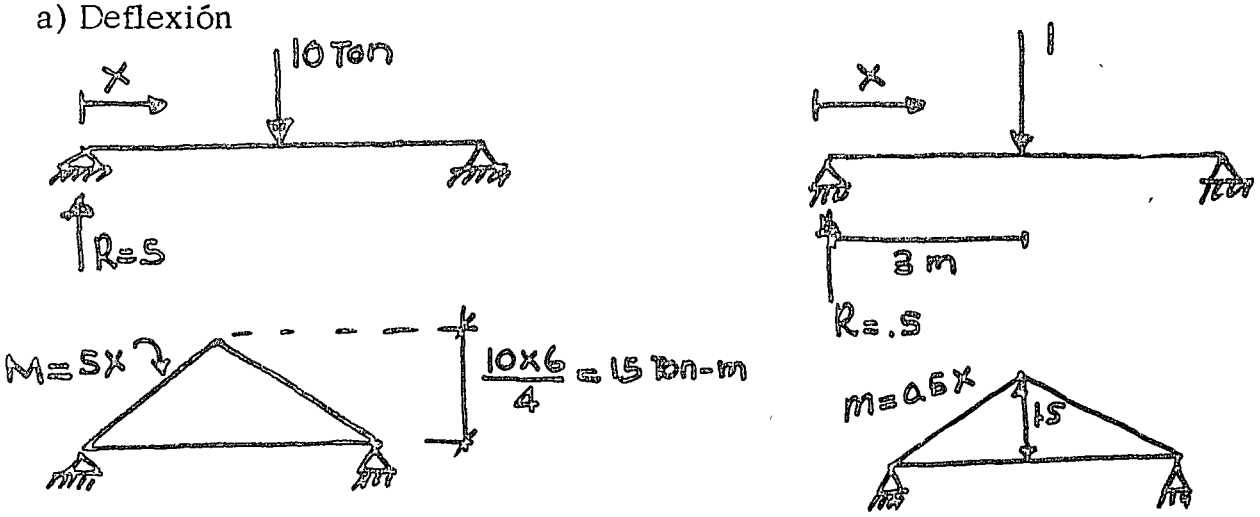
$$\therefore \Delta = \int m \frac{M\, ds}{EI}$$

Ejemplos

Calcular la deflexión al centro del claro y la rotación en un extremo



a) Deflexión



$$\Delta = \int m \frac{M\,ds}{EI} = \frac{1}{EI}\int (5x)(0.5x)\,dx$$

$$\frac{1}{2}\Delta = \frac{1}{EI} \times 2.5 \int_0^3 x^2\,dx = \frac{2.5}{3EI}\left[x^3\right]^3 = \frac{27 \times 2.5}{3EI} = \frac{22.5}{EI}$$

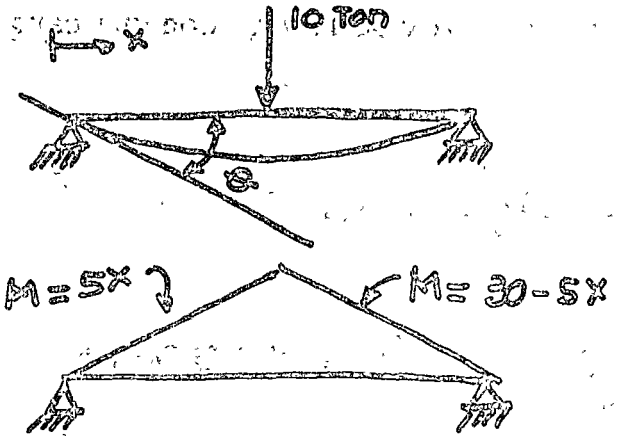
Usando la tabla 8.1 (pág. 164)

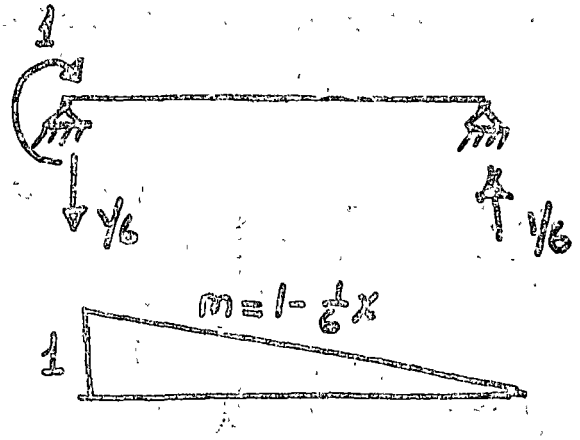
$$\Delta = \frac{45}{EI}$$

$$\frac{1}{2}\Delta = \frac{1}{3EI}\,l_{ac} = \frac{3 \times 15 \times 1.5}{3EI} = \frac{22.5}{EI}$$

$$\Delta = \frac{45}{EI}$$

b) Rotación en un extremo





$$\theta = \int \frac{mM\,ds}{EI} = \frac{1}{EI}\left[\int_0^3 (5x)\left(1-\frac{1}{6}x\right)dx + \int_3^6 (30-5x)\left(1-\frac{1}{6}x\right)dx\right]$$

$$\theta = \frac{1}{EI}\left[\int_0^3 5x\,dx - \int_0^3 \frac{5}{6}x^2 + \int_3^6 30\,dx - \int_3^6 5x\,dx + \int_3^6 \frac{5}{6}x^2\,dx\right] - \left[\int_3^6 5x\,dx\right]$$

$$\theta = \frac{1}{EI}\left[\left(\frac{5}{2}x^2\right)_0^3 - \left(\frac{5}{18}x^3\right)_0^3 + (30x)_3^6 - \left(\frac{5}{2}x^2\right)_3^6 + \left(\frac{5}{18}x^3\right)_3^6 - \left(\frac{5x^2}{2}\right)_3^6\right]$$

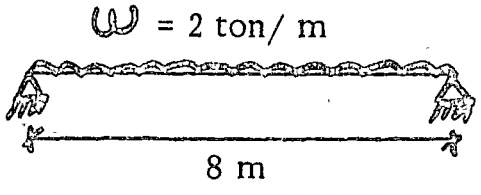
$$\theta = \frac{1}{EI}\left(\frac{5\times 9}{2} - \frac{135}{18} + 90 - \frac{135}{2} + \frac{145}{18} - \frac{135}{2}\right) = \frac{22.5}{EI}$$

Usando la tabla 8.1 (pág. 164)

$$\theta = \frac{lbc}{4EI} = \frac{6\times 15\times 1}{4EI} = \frac{22.5}{EI}$$

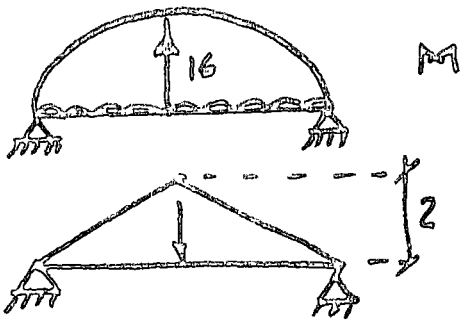
<u>Ejercicio</u>

En contrar la deflexión al centro del claro y la rotación en un extremo, usar la tabla 8.1



a) Deflexión

Trazar los diagrmas de momentos de la viga real y de la viga con una carga virtual unitaria.



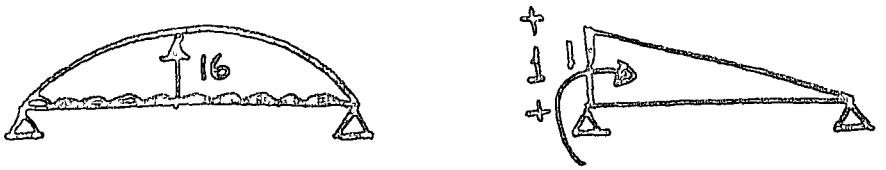
$$M = \frac{wl^2}{8} = \frac{2 \times 64}{8} = 16 \text{ Tn-m}$$

$$m = \frac{Pl}{4} = \frac{1 \times 8}{4} = 2 \text{ Tn-m}$$

$$EI\Delta = \frac{5}{12} l_{ac} = \frac{5 \times 8 \times 16 \times 2}{12} = 107$$

b) Rotación

Trazar los diagrmas de momentos de la viga real y de la viga con un momento virtual unitario.



$$EI\theta = \frac{1}{3} l_{ac} = \frac{8 \times 16 \times 1}{3} = 42.6$$

Determinación de EI

El valor de E es el del módulo de elasticidad del concreto E_c.

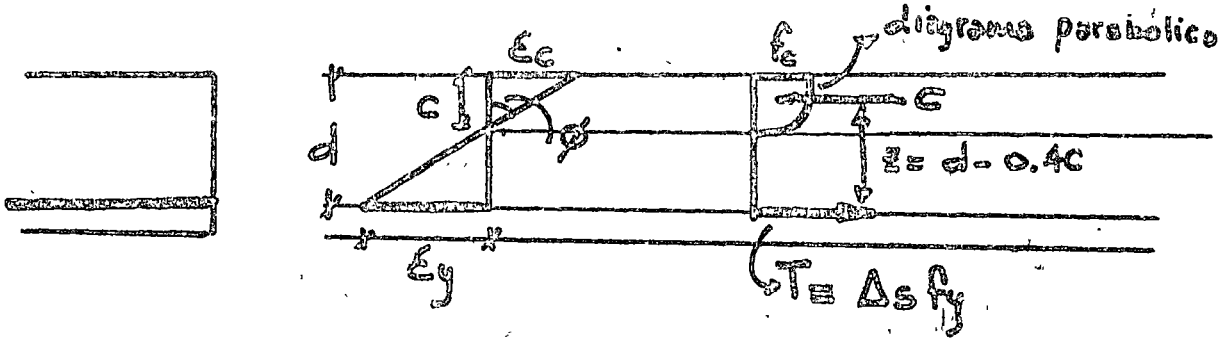
Baker recomienda calcular EI con el diagrama de deformaciones unitarias en la siguiente forma:

De la teoría de flexión:

$$\phi = \frac{M}{EI} \text{ (curvatura)}$$

$$\therefore \; EI = \frac{M}{\phi}$$

Se supone ahora el siguiente estado de deformaciones unitarias :



Se determina c por tanteos hasta que C = T

A partir de c , se calcula ε_c por triángulos semejantes.

Después se calcula:

$$\phi = \frac{\varepsilon_c}{c} \qquad y \qquad M = Tz$$

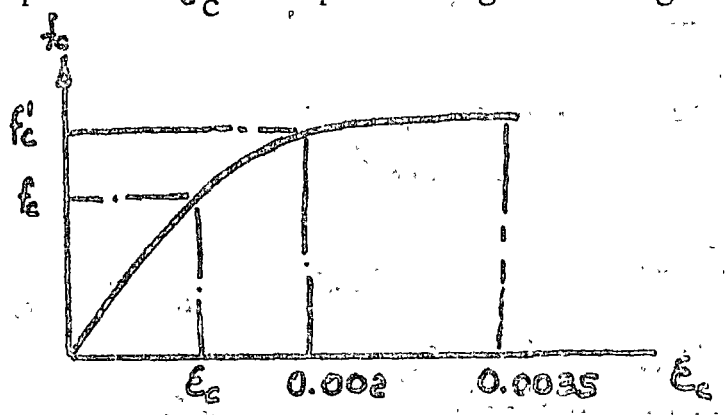
Por último:

$$EI = \frac{M}{\phi}$$

La fuerza C es :

$$C = \frac{2}{3} f_c \, cb$$

Para calcular f_c a partir de ε_c se supone el siguiente diagrama de esfuerzo-deformación



Para encontrar f_c a partir de ε_c :

$$f_c = \frac{4 f'_c \, \varepsilon_c}{0.004^2}(0.004 - \varepsilon_c)$$

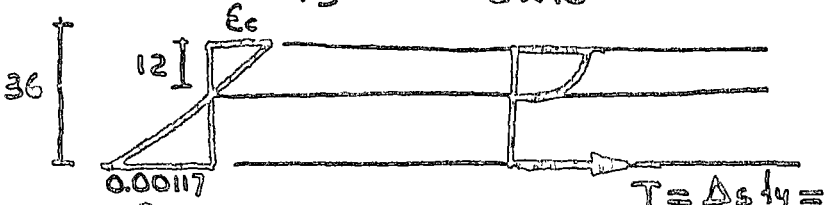
Ejemplo

Sección de b = 14 cm
d = 36 cm
$f'_c = 200$ kg/cm^2
$f_y = 2350$ kg/cm^2
A_s = 3 No. 8
$A_s = 8.6$ cm^2

1er tanteo

c = 12 cm

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{2350}{2\times10^6} = 0.00117$$



$T = A_s f_y = 8.6 \times 2350 = 20{,}200$ Kg

$$\frac{\varepsilon_c}{12} = \frac{0.00117}{24}, \quad \varepsilon_c = 0.000585$$

$$f_c = \frac{4 f'_c \varepsilon_c}{0.004^2}(0.004 - \varepsilon_c)$$

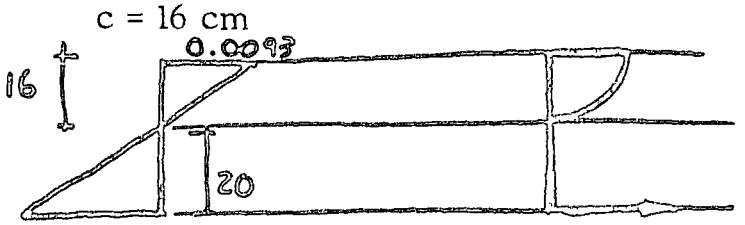
$$f_c = \frac{4 \times 200 \times 0.000585}{0.000016} \times 0.003415$$

$$f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$C = \frac{2}{3} c f_c b = \frac{2 \times 12 \times 100 \times 14}{3} = 11{,}200 \text{ Kg}$$

2do. tanteo

c = 16 cm



$T = A_s f_y = 20{,}200$ Kg

$$\frac{\varepsilon_c}{16} = \frac{0.00117}{20}; \quad \varepsilon_c = 0.0093$$

$$f_c = \frac{4 \times 200 \times 0.00093 \times 0.00307}{0.000016} = 143$$

$$C = \frac{2}{3} \times 143 \times 16 \times 14 = 21{,}000 \text{ Kg}$$

$C \doteq T$

$$\phi = \frac{0.00093}{16} = 0.000058 \ \frac{1}{cm}$$

$$M = Tz \quad ; \quad z = (36 - 0.4 \times 16) = 29.6$$

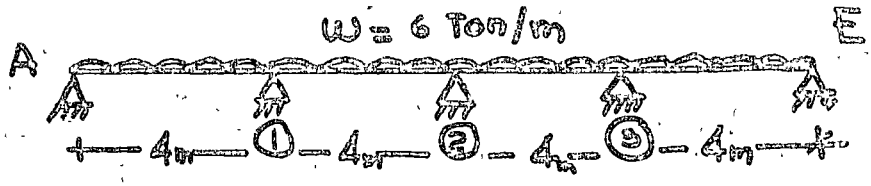
M = 20,200 x 29.6 = <u>600 000 kg-cm</u>

$$EI = M/\phi = \frac{600\,000}{0.000058} = 103 \times 10^8 \text{ kg-cm}^2$$

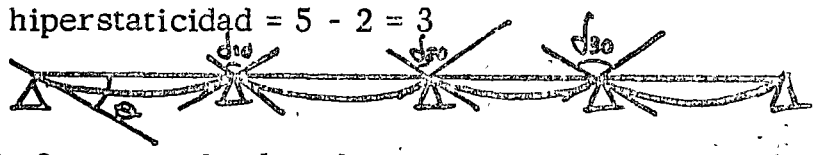
Con los valores de θ calculados con el método del trabajo virtual y el valor de EI calculados de la manera anterior, ya se pueden determinar los errores en geometría (paso 2)

Ejercicio

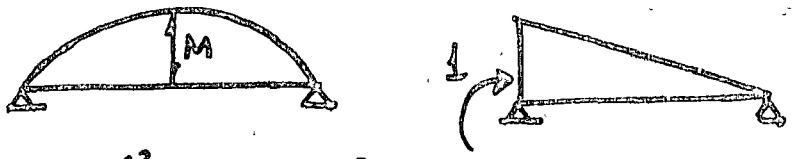
Calcular los errores en geometría de la siguiente viga usando la misma sección y refuerzo usados para calcular EI.



Grado de hiperstaticidad = 5 - 2 = 3



Cálculo de θ para todos los claros:



$m = 1$

$$M = \frac{wl^2}{8} = \frac{6 \times 4^2}{8} = 12 \text{ ton-m}$$

$$EI\theta = \frac{1}{3} l a c = \frac{4 \times 12 \times 1}{3} = 16 \text{ ton-m}^2$$

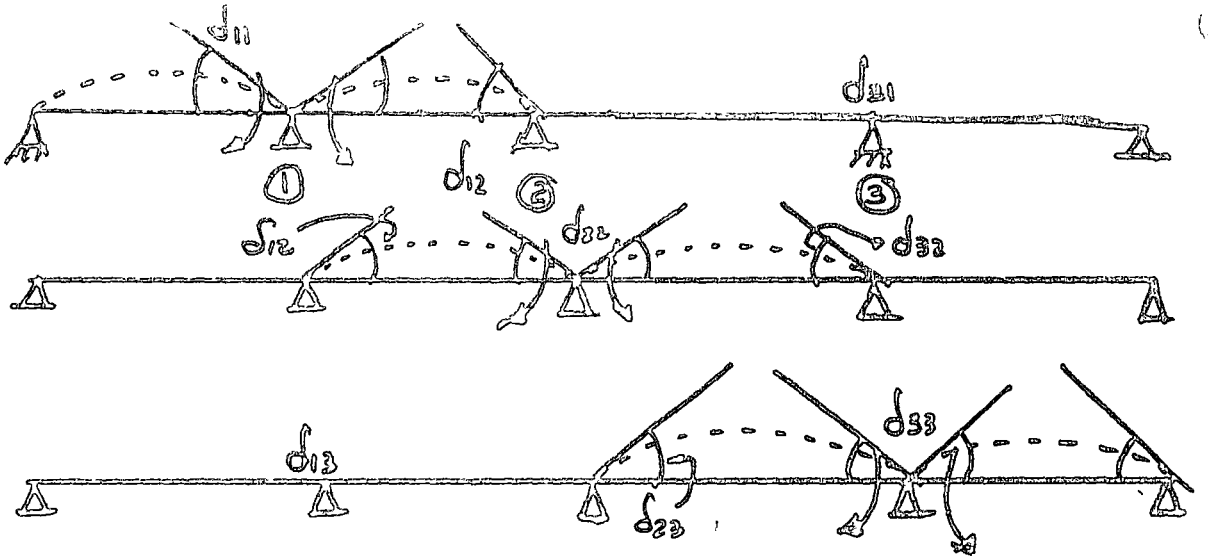
$$EI = 103 \times 10^8 \text{ kg-cm}^2 = 1030 \text{ ton-m}^2$$

$$\theta = \frac{16}{1030} = 0.0156 \text{ rad.}$$

$$\delta_{10} = \delta_{20} = \delta_{30} = 0.0156 \times 2 = 0.0312$$

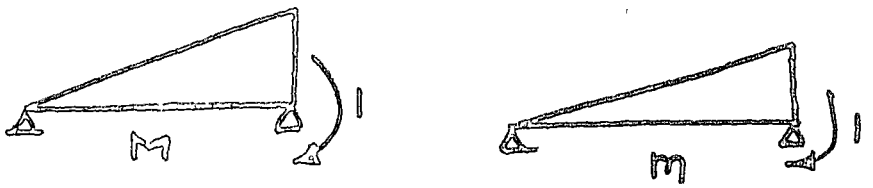
Paso 3

Aplicar fuerzas arbitrarias y determinar las correcciones resultantes en geometría.



Calcular los coeficientes δ

Cálculo de δ_{11} :

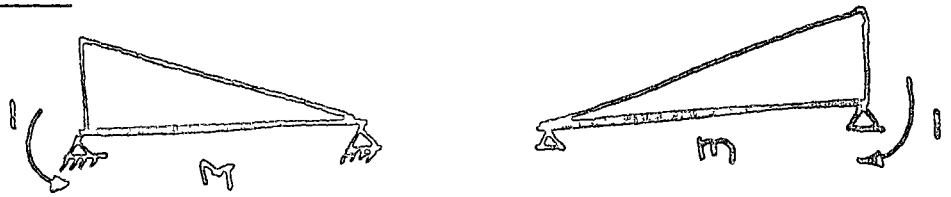


$$EI\theta = \frac{1}{3} l_{ac} = \frac{4 \times 1 \times 1}{3} = 1.33 \text{ ton-m}^2$$

$$\theta = \frac{1.33}{1030} = 0.00129 \text{ rad}$$

$$\delta_{11} = 0.00129 \times 2 = \underline{\underline{0.00258}}$$

Cálculo de δ_{12} :



$$EI\theta = \frac{1}{6} l_{ac} = \frac{4 \times 1 \times 1}{6} = 0.67 \text{ ton-m}^2$$

$$\theta = \frac{0.67}{1030} = 0.00065$$

$$\delta_{12} = \theta = 0.00065$$

$$\delta_{22} = \delta_{33} = \delta_{11} = 0.00258$$

$$\delta_{23} = \delta_{32} = \delta_{12} = 0.00065$$

Paso 4.

Calcular fuerzas correctivas.

Plantear las ecuaciones generales de equilibrio:

$$\delta_{10} + \delta_{11} X_1 + \delta_{12} X_2 + \delta_{13} X_3 = 0$$

$$\delta_{20} + \delta_{21} X_1 + \delta_{22} X_2 + \delta_{23} X_3 = 0$$

$$\delta_{30} + \delta_{31} X_1 + \delta_{32} X_2 + \delta_{33} X_3 = 0$$

$$-0.0312 + 0.00258\, X_1 + 0.00065\, X_2 + 0 = 0$$

$$-0.0312 + 0.00065\, X_1 + 0.00258\, X_2 + 0.00065\, X_3 = 0$$

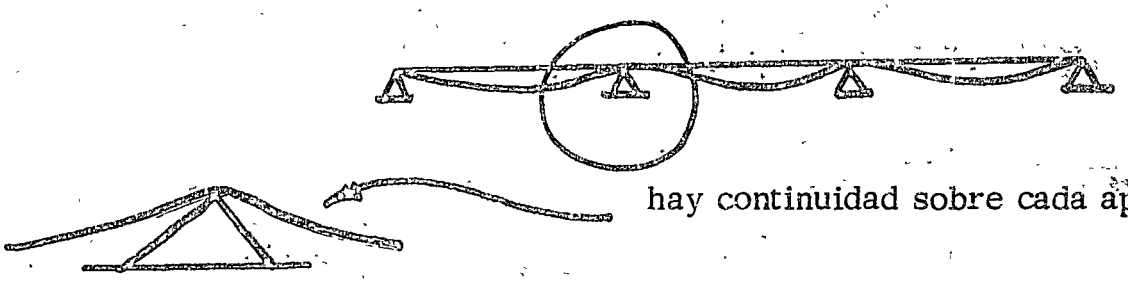
$$-0.0312 + 0 + 0.00065\, X_2 + 0.00258\, X_3 = 0$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones se obtienen valores de X_1, X_2 y X_3 que son los momentos en los puntos 1, 2 y 3.

En el paso 5 las fuerzas (momentos) supuestas inicialmente son nulas.

Diferencia entre el método de las fuerzas y el método de Baker

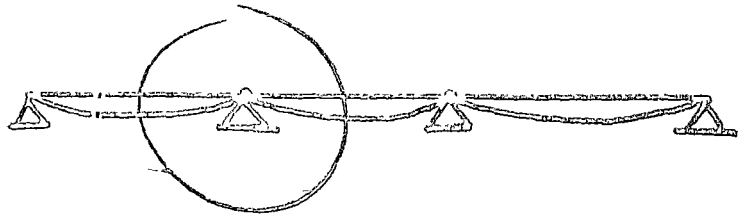
a) Método de las fuerzas

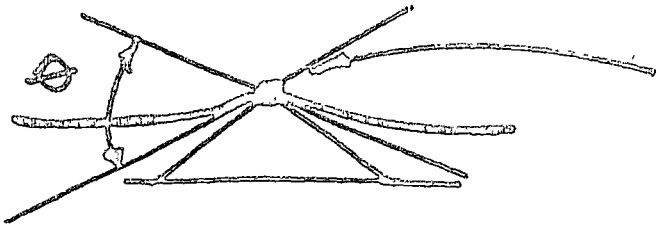


hay continuidad sobre cada apoyo y $\theta = 0$

Los momentos en cada apoyo se calculan mediante un sistema de ecuaciones para que θ sea igual a cero.

b) Método de Baker





No hay continuidad sobre cada apoyo y

$\theta \neq 0$

Los momentos en cada apoyo se fijan arbitrariamente y se determinan mediante las ecuaciones anteriormente vistas las rotaciones θ sobre cada apoyo

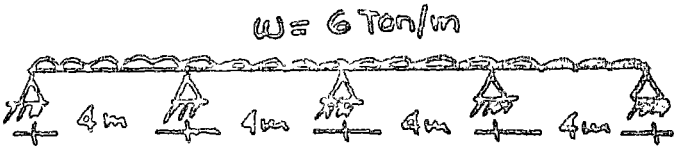
$$\delta_{10} + \delta_{11}\bar{X}_1 + \delta_{12}\bar{X}_2 + \delta_{13}\bar{X}_3 = -\theta_1$$

$$\delta_{20} + \delta_{21}\bar{X}_1 + \delta_{22}\bar{X}_2 + \delta_{23}\bar{X}_3 = -\theta_2$$

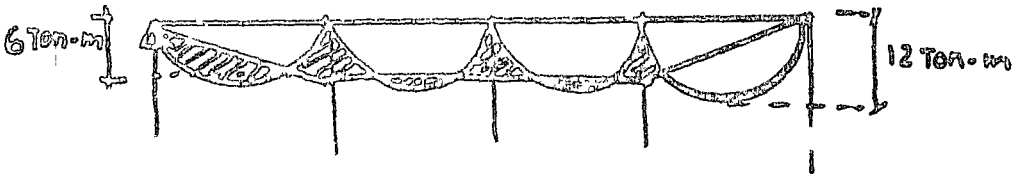
$$\delta_{30} + \delta_{31}\bar{X}_1 + \delta_{32}\bar{X}_2 + \delta_{33}\bar{X}_3 = -\theta_3$$

$\bar{X}_1$, $\bar{X}_2$ y $\bar{X}_3$ son valores fijados arbitrariamente.

Ejemplo



$$M_o = \frac{wl^2}{8} = \frac{w \times 4}{8} = 12 \text{ Ton-m}$$



S_1 se supone:

b = 14 cm
d = 36 cm
f'_c = 200 kg/cm^2
f_y = 2350 kg/cm^2

A_s = 3 No. 8 = 8.6 cm^3

Calcular M_r .

$M_r = bd^2 f'_c \, w(1 - 0.59w)$

$w = \frac{\rho f_y}{f'_c}$; $\rho = \frac{8.6}{14 \times 36} = 0.017$

$w = \frac{0.017 \times 2350}{200} = 0.2$

$M_r = 14 \times 36^2 \times 200 \times 0.2 \times 0.88 = 640\,000$ kg-cm

$M_r = 6.4$ ton-m, $\overline{X} = M_r$

Sustituyendo en las ecuaciones generales:

$-0.0312 + 0.00258 \times 6.4 + 0.00065 \times 6.4 = -\theta_1$

$-0.0312 + 0.00065 \times 6.4 + 0.00258 \times 6.4 + 0.00065 \times 6.4 = -\theta_2$

$-0.0312 + 0.00065 \times 6.4 + 0.00258 \times 6.4 = \theta_3$

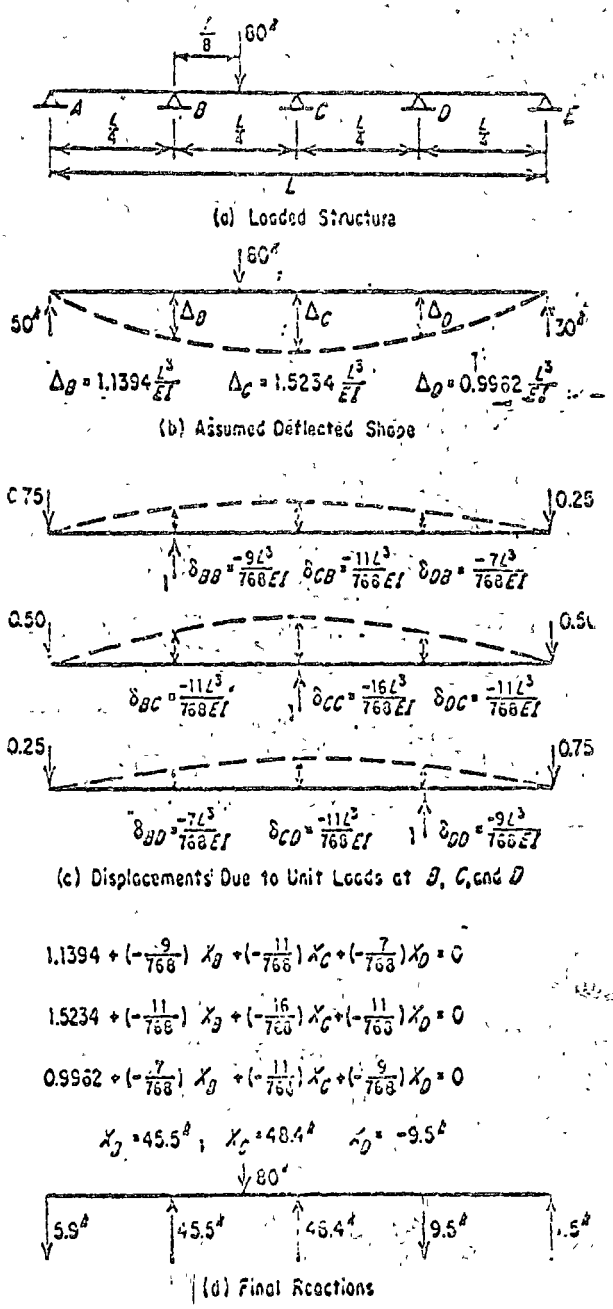
$\theta_1 = 0.0106$ rad

$\theta_2 = 0.0065$ rad

$\theta_3 = 0.0106$ rad

TABLE 9.2

Influence coefficients	$\int \frac{M_1 M_2}{EI} ds$ values				$\Sigma \int \frac{M_1 M_2}{EI} ds$	
	Member AB	Member BC	Member CD	Member DE	Total	Radians
δ_{11}	$\frac{1}{3} \times \frac{4 \times 1 \times 1}{EI}$	$\frac{1}{3} \times \frac{4 \times 1 \times 1}{EI}$	0	0	$\frac{8}{3EI}$	0.00267×10^{-5}
$= \delta_{21}$	0	$\frac{1}{6} \times \frac{4 \times 1 \times 1}{EI}$	0	0	$\frac{2}{3EI}$	0.00066×10^{-5}
$\delta_{10} = \delta_{11}$	0	0	0		0	0
δ_{22}	0	$\frac{1}{3} \times \frac{4 \times 1 \times 1}{EI}$	$\frac{1}{3} \times \frac{4 \times 1 \times 1}{EI}$	0	$\frac{8}{3EI}$	0.00267×10^{-5}
$\delta_{23} = \delta_{32}$	0	0	$\frac{1}{6} \times \frac{4 \times 1 \times 1}{EI}$	0	$\frac{2}{3EI}$	$0.00066 \times$ [illegible]
δ_{33}	0	0	$\frac{1}{3} \times \frac{4 \times 1 \times 1}{EI}$	$\frac{1}{3} \times \frac{4 \times 1 \times 1}{EI}$	$\frac{8}{3EI}$	0.00267×10^{-5}
δ_{10}	$-\frac{1}{3} \times \frac{4 \times 12 \times 1 \times 10^7}{EI}$	$-\frac{1}{3} \times \frac{4 \times 12 \times 1 \times 10^7}{EI}$	0	0	$-\frac{32 \times 10^7}{EI}$	-0.032
δ_{20}	0	$-\frac{1}{6} \times \frac{4 \times 12 \times 1 \times 10^7}{EI}$	$-\frac{1}{3} \times \frac{4 \times 12 \times 1 \times 10^7}{EI}$	0	$-\frac{32 \times 10^7}{EI}$	-0.032
δ_{30}	0	0	$-\frac{1}{3} \times \frac{4 \times 12 \times 1 \times 10^7}{EI}$	$-\frac{1}{3} \times \frac{4 \times 12 \times 1 \times 10^7}{EI}$	$-\frac{32 \times 10^7}{EI}$	-0.032



$$1.1394 + \left(-\frac{9}{768}\right) X_B + \left(-\frac{11}{768}\right) X_C + \left(-\frac{7}{768}\right) X_D = 0$$

$$1.5234 + \left(-\frac{11}{768}\right) X_B + \left(-\frac{16}{768}\right) X_C + \left(-\frac{11}{768}\right) X_D = 0$$

$$0.9962 + \left(-\frac{7}{768}\right) X_B + \left(-\frac{11}{768}\right) X_C + \left(-\frac{9}{768}\right) X_D = 0$$

$$X_B = 45.5^k; \quad X_C = 48.4^k \quad X_D = -9.5^k$$

Figure 7.1 *Analysis of Continuous Beam by Force Method*

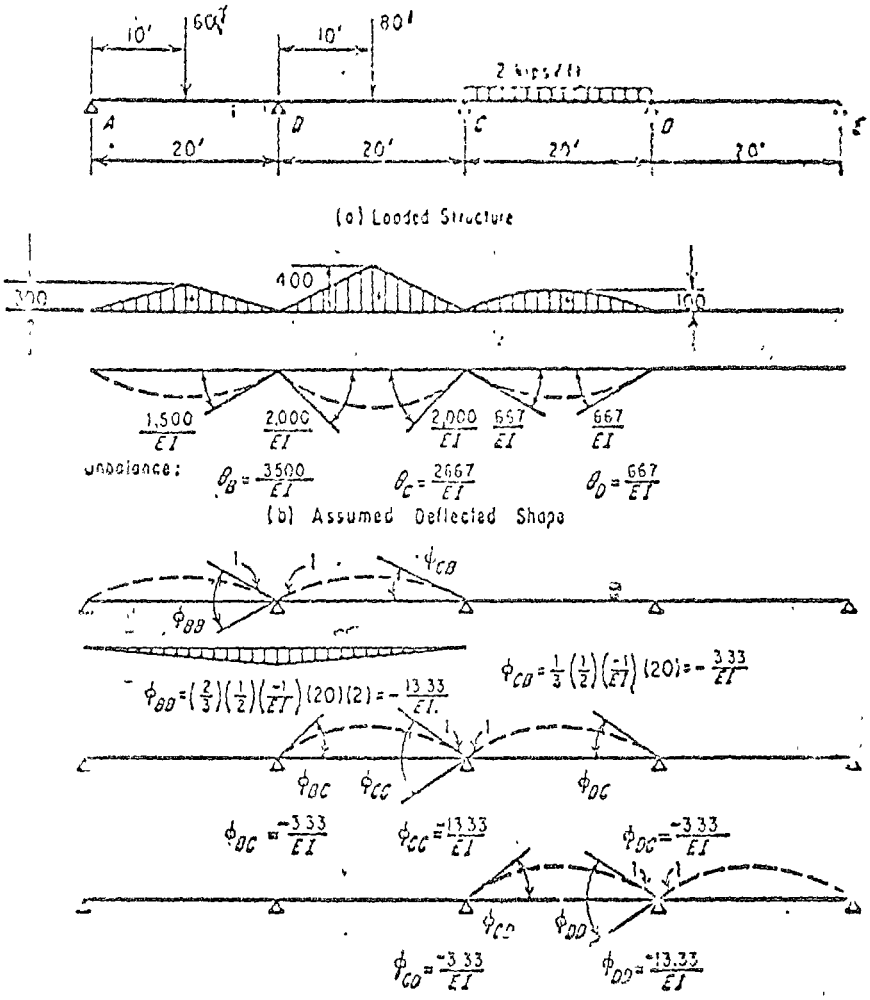


Figure 7-2. Analysis of Continuous Beam by Force Method

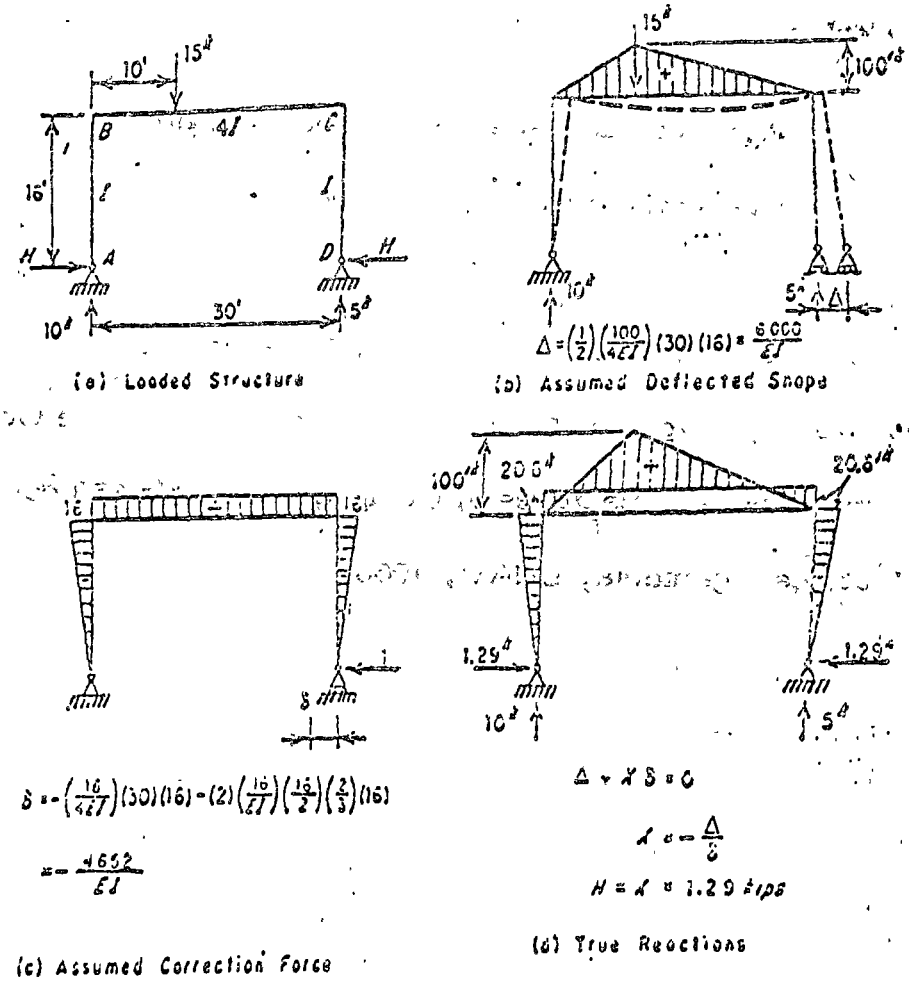


Figure 7-3. Analysis of Rigid Frame by Force Method

REFERENCIAS

1. Sobre el método de las fuerzas para estructuras lineales, J. Michalos y E. N. Wilson, "Structural Mechanics and Analysis," Macmillan, 1965.

2. Sobre el método de Baker, A. Ramakrishnan, "Ultimate Strength Design for Structural Concrete", Pitmann, 1969.

3. Sobre capacidad de rotación de articulaciones plásticas. O. González, "Vigas de Concreto Sujetas a Flexión de Corta Duración-Deformaciones al Colapso", Boletín 163 del Instituto de Ingeniería, UNAM, 1968.

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DEL D.F.

VIGAS CONTINUAS CON ANALISIS AL LIMITE

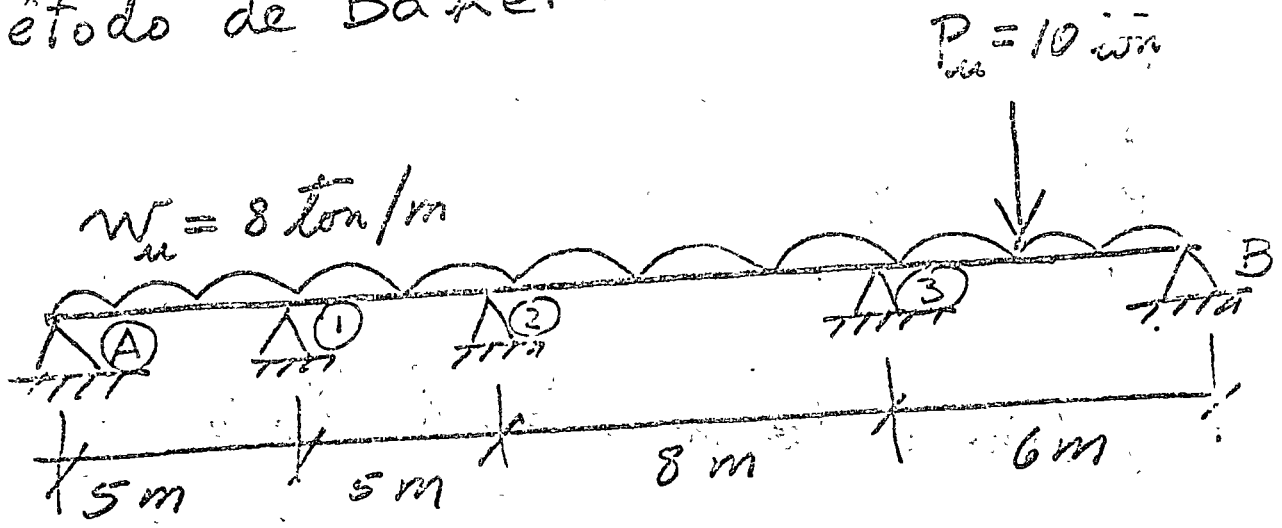
PARTE II

DR. OSCAR M. GONZALEZ CUEVAS

SEPTIEMBRE DE 1977.

PALACIO DE MINERIA
Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.

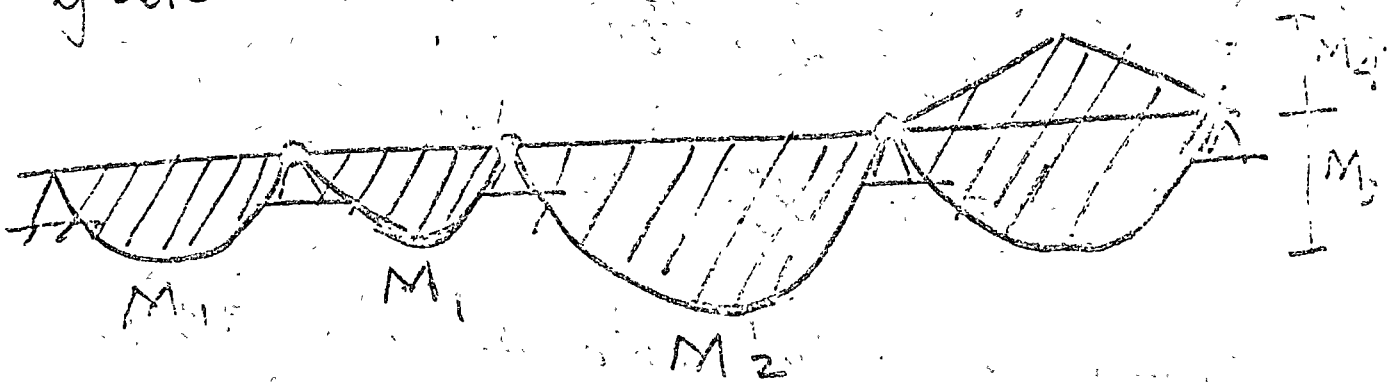
Resolver la siguiente viga continua por el método de Baker



1. Determinacion del grado de hiperestaticidad:

G. H. = 5 - 2 = 3

2. Introducción de las articulaciones plásticas y determinación de los momentos isostáticos:



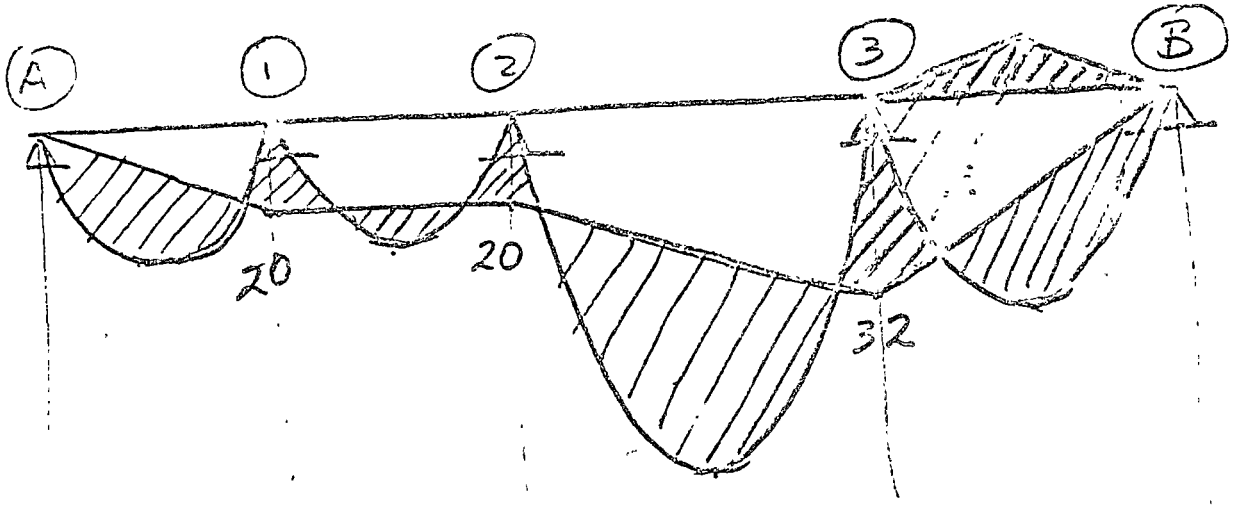
$$M_1 = \frac{wl^2}{8} = \frac{8 \times 25}{8} = 25 \text{ ton-m}$$

$$M_2 = \frac{wl^2}{8} = \frac{8 \times 64}{8} = 64 \text{ ton-m}$$

$$M_3 = \frac{wl^2}{8} = \frac{8 \times 36}{8} = 36 \text{ ton-m}$$

$$M_4 = \frac{Pl}{4} = \frac{10 \times 6}{4} = 15 \text{ ton-m}$$

3. Elección de los momentos $\overline{X}_1$, $\overline{X}_2$ y $\overline{X}_3$:



$$\overline{X}_1 = \overline{X}_2 = 20 \text{ ton-m}$$

$$\overline{X}_3 = 32 \text{ ton-m}$$

Momento máximo (al centro del claro 3B) =

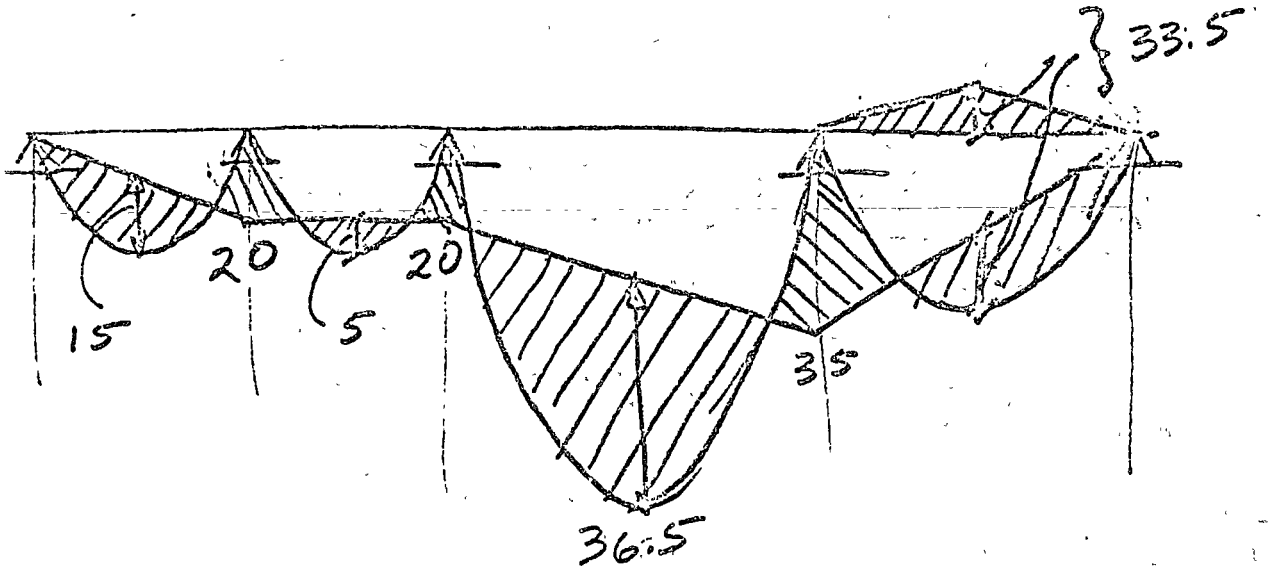
$$= 36 - 16 + 15 = 35 \text{ ton-m}$$

Momento máximo al centro del claro (2-3) = (3)

$$= 64 - \frac{32+20}{2} = 64 - 26 = 38 \text{ ton-m}$$

Se ve que es conveniente aumentar un poco el momento negativo en (3) para que disminuyan los positivos máximos en (2-3) y (3-B):

Hacer $\bar{X}_3 = 35$ ton-m



4. Dimensionamiento de una sección para que resista un momento de 36.5 ton-m

$f'_c = 250$ kg/cm^2

$f_y = 4200$ kg/cm^2

Como conviene que las secciones sean sobre-forzadas, se determina primero la relación balanceada de refuerzo ρ_b:

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \, 0.85 f'_c}{f_y} \times \frac{6000}{6000 + f_y}$$

$$\beta_1 = \left(1.05 - \frac{f'_c}{1400}\right) \leq 0.85$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{250}{1400} = 1.05 - 0.18 = 0.87 > 0.85$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.85 \times 250 \times 6000}{4200 \times 10200} \doteq 0.0255$$

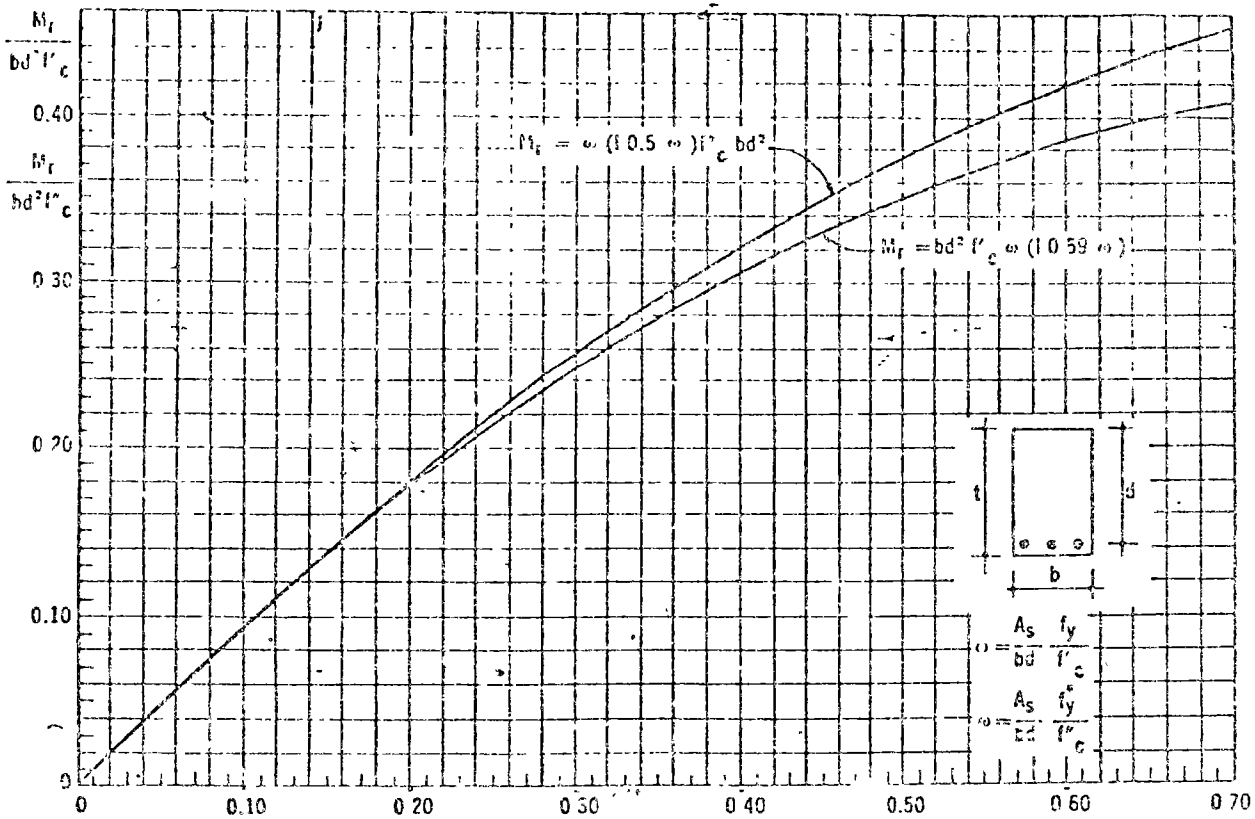
Es conveniente que $\rho \leq 0.50 \, \rho_b$, por lo tanto, se puede fijar $\rho_{max} = 0.012$.

$$w = \frac{\rho f_y}{f'_c} = \frac{0.012 \times 4200}{250} = 0.22$$

Ahora se calcula la sección con:

$$M_r = b d^2 f'_c \, w \, (1 - 0.59 \, w)$$

Usando la gráfica de flexión:



Momentos resistentes de secciones rectangulares para $\omega \leqslant \omega_b$

Gráfica para diseño por flexión

para $w = 0.22$,

$$\frac{M_r}{bd^2 f'_c} = 0.19,$$

Determinar $\underline{b}$ y $\underline{d}$, suponiendo $d = 2b$:

$$bd^2 = \frac{M_r}{0.19 f'_c}$$

$$b^3 = \frac{M_r}{4 \times 0.19 f'_c} = \frac{3650000}{0.76 \times 250} = 19300$$

$b = 27$ cm, $d = 54$ cm, $h = 60$ cm,

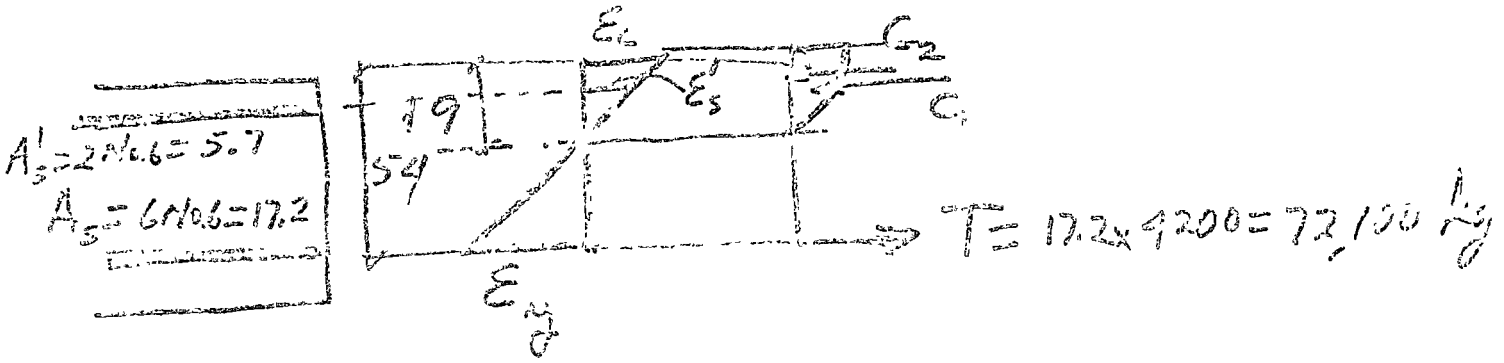
$A_s = 0.012 \times 27 \times 54 = 17.5 \text{ cm}^2$

$A_s = 6$ Vars. del No. 6 $= 17.2 \text{ cm}^2$

5. Determinación de EI

$$EI = \frac{M}{\phi}$$

Tanteo con $c = 19$ cm



$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{4200}{2 \times 10^6} = 0{,}0021$$

$$\varepsilon_c = \frac{19 \times 0.0021}{35} = 0.00114$$

$$f_c = \frac{4 \times 250 \times 0.00114 \times 0.00286}{0.000016} = 205$$

$$C_1 = \frac{2 \times 19 \times 205 \times 24}{3} = 62000 \text{ kg}$$

$$\varepsilon'_s = \frac{0.00114 \times 15}{19} = 0.0009$$

$$f'_s = E_s \varepsilon'_s = 2 \times 10^6 \times 0.0009 = 1800 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_2 = 5.7 \times 1800 = 10{,}200 \text{ kg}$$

$$C = C_1 + C_2 = 72{,}200 \approx T$$

$$M = T\left(d - \frac{c}{4}\right) = 72\,100\,(54 - 4.7)$$

$$M = 72\,100 \times 49.3 = 3{,}560{,}000 \text{ kg-cm}$$

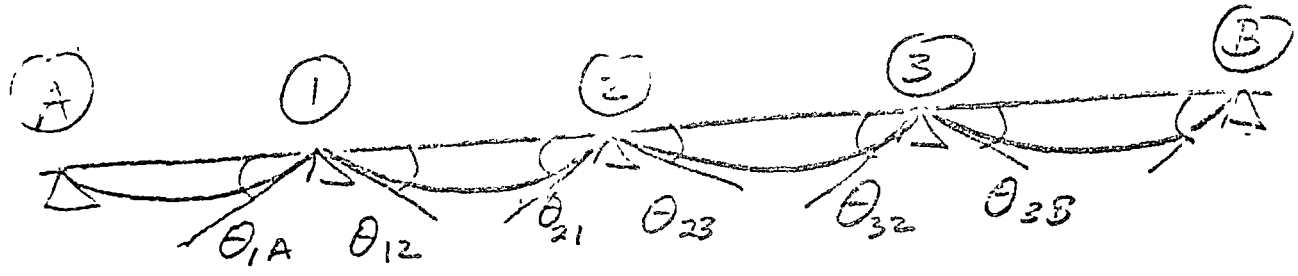
$$\underline{M = 35.6 \text{ ton-m}}$$

$$\phi = \frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{0.00114}{19} = \underline{0.00006 \text{ cm}^{-1}}$$

$$EI = \frac{M}{\phi} = \frac{3.56 \times 10^{6}}{6 \times 10^{-5}} = 0.593 \times 10^{11} \text{ kg-cm}^2$$

$$EI = 0.593 \times 10^{4} \text{ ton-m}^2 = \underline{\underline{5930 \text{ ton-m}^2}}$$

6. Cálculo de los errores en geometría

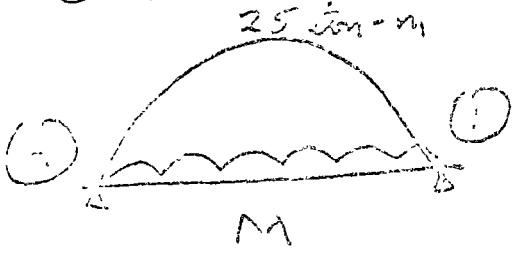


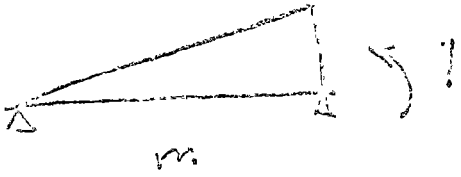
$$\delta_{10} = \theta_{1A} + \theta_{12}$$

$$\delta_{20} = \theta_{21} + \theta_{23}$$

$$\delta_{30} = \theta_{32} + \theta_{3B}$$

Calcular los valores de θ

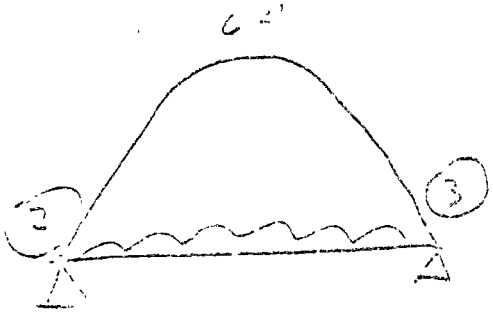


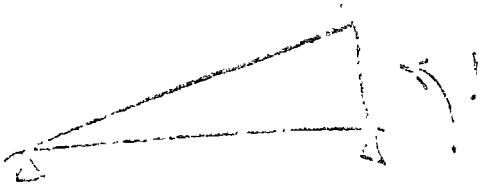


$$\Sigma \theta_{A1} = \frac{1}{3} l_{ac} = \frac{5 \times 25 \times 1}{3} = 25$$

$$\theta_{A1} = \frac{25}{5930} = 0.0042 \text{ rad}$$

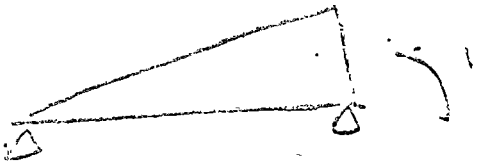
$$\theta_{12} = \theta_{21} = \theta_{A1} = 0.0042$$



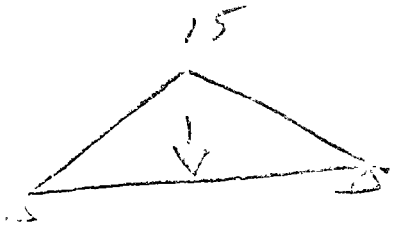


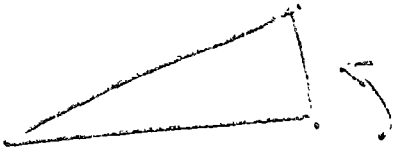
$$\Sigma \theta_{23} = \frac{1}{3} l_{ac} = \frac{8 \times 64 \times 1}{3} = 170$$

$$\theta_{23} = \theta_{32} = \frac{170}{5930} = 0.0287 \text{ rad}$$



$$EI\theta'_{3B} = \frac{1}{3} A_{ac} = \frac{6 \times 36 \times 1}{3} = 72$$





$$EI\,\theta''_{3B} = \frac{A_{ac}}{4} = \frac{6 \times 15 \times 1}{4} = 22.5$$

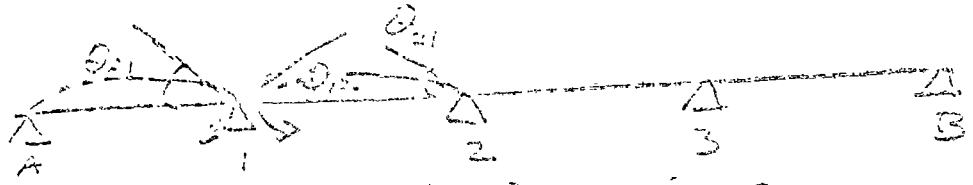
$$EI\,\theta_{3B} = EI\left(\theta'_{3B} + \theta''_{3B}\right)$$

$$\theta_{3B} = \frac{94.5}{5930} = 0.0159 \text{ rad}$$

$$\boxed{\begin{aligned} \delta_{10} &= 0.0084 \\ \delta_{20} &= 0.0329 \\ \delta_{30} &= 0.0446 \end{aligned}}$$

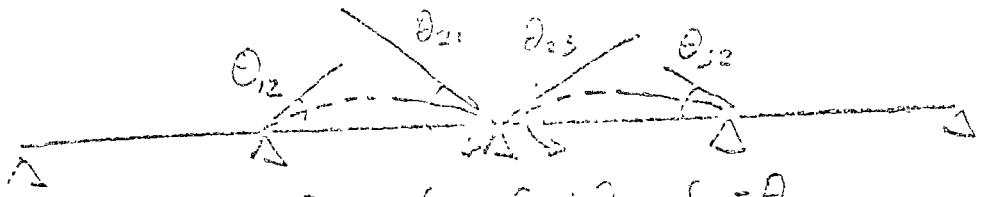
7. Cálculo de los coeficientes de corrección

I



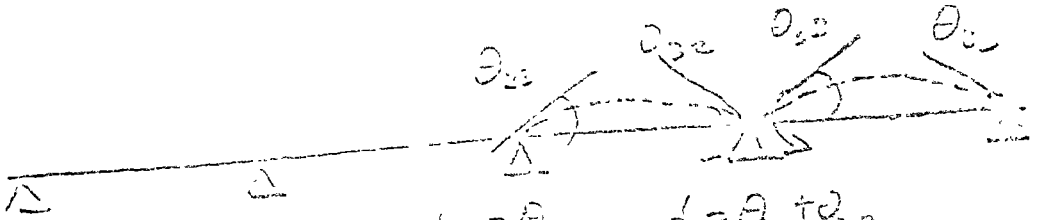
$\delta_{11} = \theta_{A1} + \theta_{12}$ $\quad \delta_{21} = \theta_{21}$ $\quad \delta_{31} = 0$

II



$\delta_{12} = \theta_{12}$ $\quad \delta_{22} = \theta_{21} + \theta_{23}$ $\quad \delta_{32} = \theta_{32}$

III

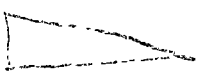
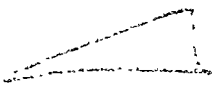


$\delta_{13} = 0$ $\quad \delta_{23} = \theta_{23}$ $\quad \delta_{33} = \theta_{32} + \theta_{33}$

Caso I

$EI\,\theta_{A1} =$  $= \frac{1}{3} A_{AC} = \frac{5.\ldots \times 1}{3} = \ldots$

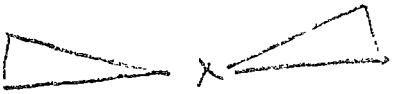
$EI\,\theta_{12} = EI\,\theta_{A1} = 1.07$

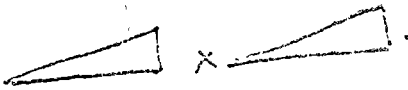
$EI\,\theta_{21} =$  $\times$  $= \frac{1}{6} A_{AC} = \frac{5.\ldots \times 1}{6} = 0.53$

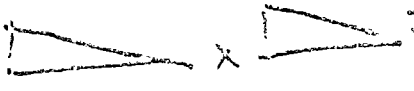
$\delta_1 = \frac{3.34}{5920} = 0.00056$

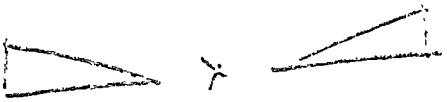
$\delta_2 = \frac{0.83}{5920} = 0.00014$

Caso II

$EI\,\theta_{12} =$  $= \frac{1}{6} l_{ac} = \frac{5 \times 1 \times 1}{6} = 0.83$

$EI\,\theta_{22} =$  $= \frac{1}{3} l_{ac} = \frac{5 \times 1 \times 1}{3} = 1.67$

$EI\,\theta_{23} =$  $= \frac{1}{3} l_{ac} = \frac{8 \times 1 \times 1}{3} = 2.67$

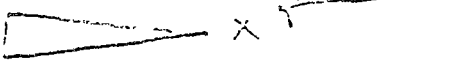
$EI\,\theta_{32} =$  $= \frac{1}{6} l_{ac} = \frac{8 \times 1 \times 1}{6} = 1.33$

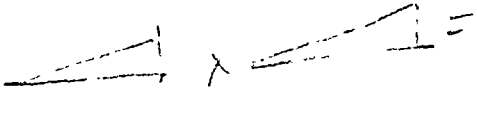
$$\delta_{12} = \frac{0.83}{5930} = 0.00014$$

$$\delta_{22} = \frac{4.34}{5930} = 0.00073$$

$$\delta_{32} = \frac{1.33}{5930} = 0.00022$$

Caso III

$EI\,\theta_{23} =$  $= \frac{1}{6} l_{ac} = \frac{1 \times 1 \times 1}{6} = 1.33$

$EI\,\theta_{32} =$  $= \frac{1}{3} l_{ac} = \frac{5 \times 1 \times 1}{3} = 2.67$

$EI\,\theta_{33} =$  $= \frac{1}{3} l_{ac} = \frac{6 \times 1 \times 1}{3} = 2.00$

$$\delta_{23} = \frac{1.33}{5930} = 0.00022$$

$$\delta_{33} = \frac{4.67}{5930} = 0.00079$$

8. Cálculo de las rotaciones finales

$$\delta_{10} + \delta_{11}\overline{X}_1 + \delta_{12}\overline{X}_2 + \delta_{13}\overline{X}_3 = -\theta_1$$

$$\delta_{20} + \delta_{21}\overline{X}_1 + \delta_{22}\overline{X}_2 + \delta_{23}\overline{X}_3 = -\theta_2$$

$$\delta_{30} + \delta_{31}\overline{X}_1 + \delta_{32}\overline{X}_2 + \delta_{33}\overline{X}_3 = -\theta_3$$

$$-0.0054 + 0.00056 \times 20 + 0.00014 \times 20 + 0 = -\theta_1$$

$$-0.0229 + 0.00014 \times 20 + 0.00073 \times 20 + 0.00022 \times 32 = -\theta_2$$

$$-0.0446 + 0 + 0.00022 \times 20 + 0.00079 \times 32 = -\theta_3$$

$$\boxed{\begin{aligned} \theta_1 &= 0.00448 \\ \theta_2 &= 0.00840 \\ \theta_3 &= 0.014490 \end{aligned}}$$

9. Cálculo de rotaciones permisibles

En la Fig. 6.8, para $\rho = 0.012$, $d = 50$ cm, y estr. #2 @ 20, $\theta_u = 0.03$, OK

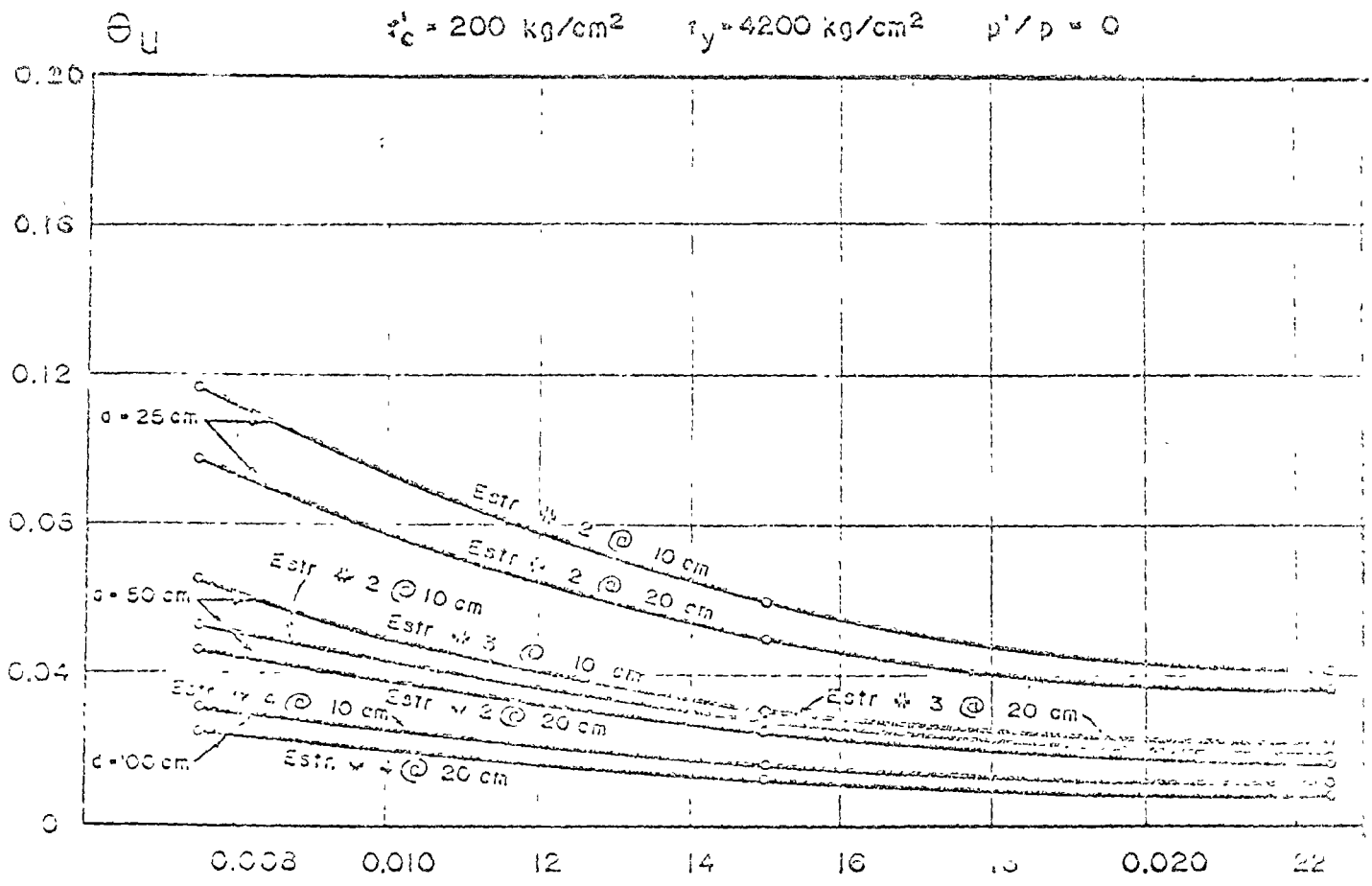


Fig 6.8 - Gráficas para el cálculo de θ_u

10. Revisión bajo condiciones de servicio

Se supone un factor de carga de 1.8 y entonces los errores en geometría, δ_{10}, δ_{20} y δ_{30} son los calculados anteriormente divididos entre 1.8

$$\delta_{10} = \frac{0.0034}{1.8} = 0.00475$$

$$\delta_{20} = \frac{0.0329}{1.8} = 0.0152$$

$$\delta_{30} = \frac{0.0446}{1.8} = 0.0249$$

Resulta el siguiente sistema de ecuaciones

$$-0.00475 + 0.00056X_1 + 0.00014X_2 + 0 = 0$$

$$-0.0152 + 0.00014X_1 + 0.00073X_2 + 0.00022X_3 = 0$$

$$-0.0249 + 0 + 0.00022X_2 + 0.00071X_3 = 0$$

Multiplicando por 1000 y despejando X_1, X_2 y X_3:

$$X_1 = -0.250\,X_2 + 0\,X_3 + 8.50$$

$$X_2 = -0.192\,X_1 - 0.302\,X_3 + 25.00$$

$$X_3 = 0\,X_1 - 0.278\,X_2 + 31.40$$

	X_1	X_2	X_3	C	
X_1		-0.250	0	+8.50	
X_2	-0.192		-0.302	+25.00	
X_3	0	-0.278		+31.40	
X_1	5.70	11.20	17.80	8.50	1st cycle
X_2	5.70	18.43	17.80	25.00	
X_3	5.70	18.43	26.28	31.40	
X_1	3.90	18.43	26.28	8.50	2nd cycle
X_2	3.90	16.34	26.28	25.00	
X_3	3.90	16.34	26.05	31.40	
X_1	4.42	16.34	26.05	8.50	3rd cycle
X_2	4.42	16.05	26.05	25.00	
X_3	4.42	16.05	26.92	31.40	

Valores para el primer ciclo:

$$X_1 = \frac{\overline{X_1}}{F.C.} = \frac{20}{1.8} = 11.2$$

$$X_2 = \frac{\overline{X_2}}{F.C.} = \frac{20}{1.8} = 11.2$$

$$X_3 = \frac{\overline{X_3}}{F.C.} = \frac{32}{1.8} = 17.8$$

Entonces:

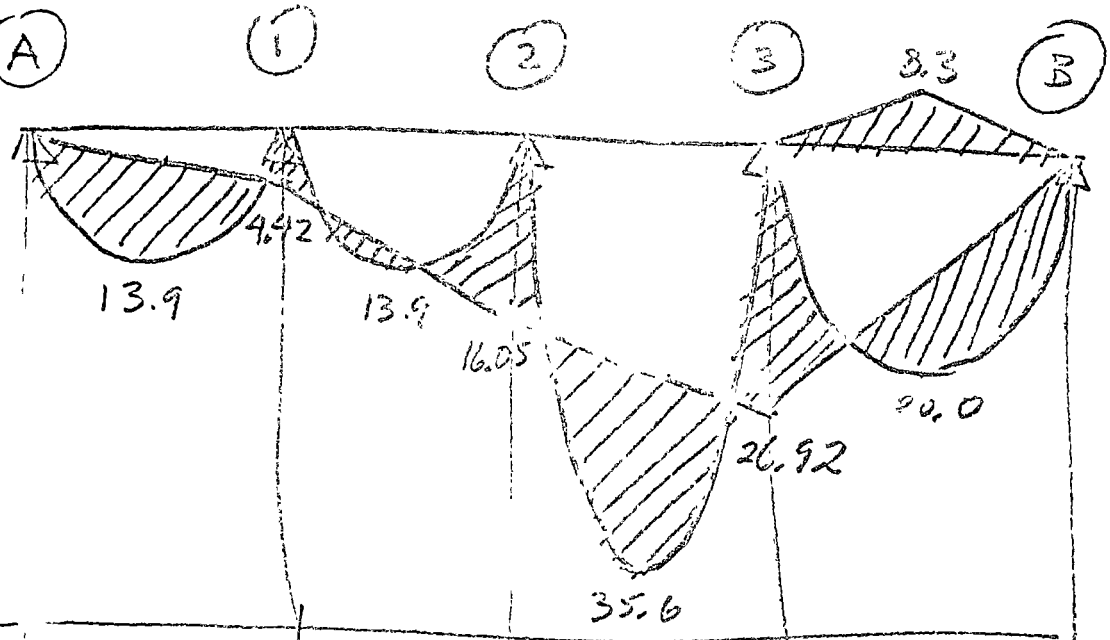
$$X_1 = -0.250 \times 11.2 + 8.50 = -2.80 + 8.50 = 5.70$$

$$X_2 = -0.192 \times 5.70 - 0.302 \times 17.8 + 25.00 = +8.43$$

$$X_3 = -0.278 \times 18.43 + 31.40 = 26.28$$

Después de tres ciclos, se obtienen los siguientes momentos bajo cargas de servicio:

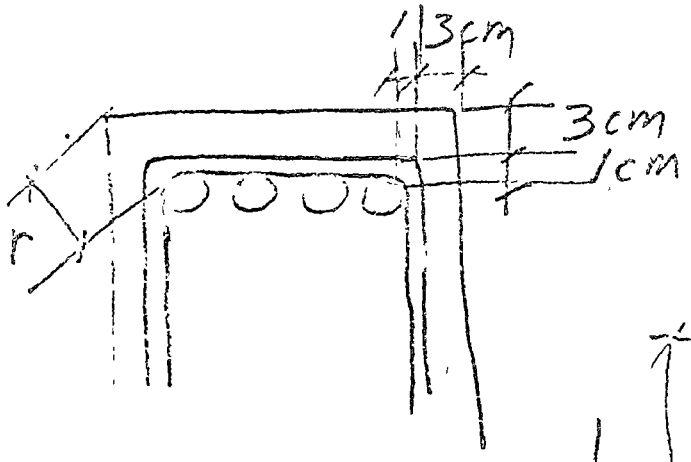
$$\boxed{\begin{aligned} X_1 &= 4.42 \text{ ton-m} \\ X_2 &= 16.05 \text{ ton-m} \\ X_3 &= 26.92 \text{ ton-m} \end{aligned}}$$



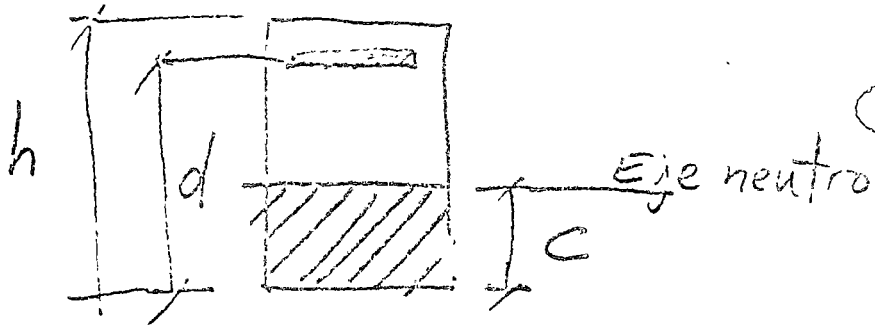
M(+) ℄		11.69	3.67	14.12	25.22
M(−)	0	4.42	16.05	26.92	

Revisión de agrietamiento en la sección 3

Criterio de la CACA:



$$W_{max} = \eta r \frac{f_s}{E_s} \frac{h-c}{d-c}$$



$\eta = 3.3$ para varillas corrugadas

$$r = \sqrt{4^2 + 4^2} = 5.7 \text{ cm}$$

$$f_s = \frac{M}{A_s z} = \frac{2692000}{17.2 \times 0.85 \times 54} = 3{,}400 \text{ kg/cm}^2$$

$c \doteq 19$ cm (aproximado), $d = 54$ cm, $h = 60$ cm

$$w_{max} = \frac{3.3 \times 5.7 \times 3400 (60-19)}{2 \times 10^6 (54-19)} = 0.037 \text{ cm}$$

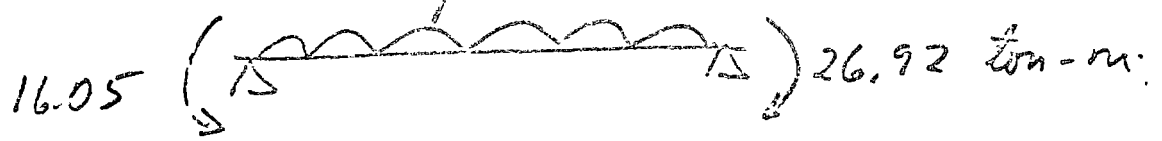
En la siguiente tabla se muestran anchos permisibles:

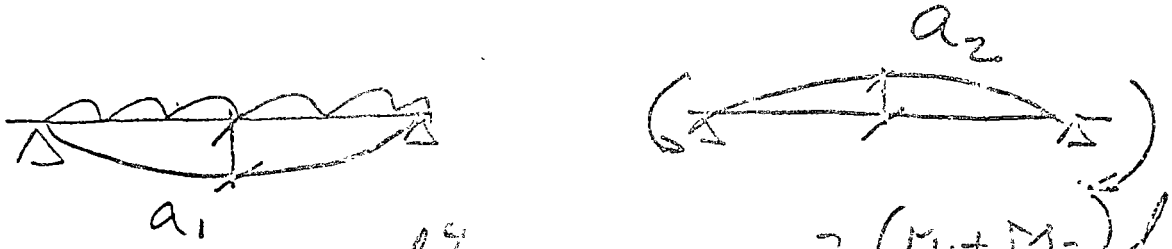
TABLA 10.1 Anchos permisibles de grietas

Investigador reglamento	*Condiciones de exposición*	*Anchos máximos permisibles, mm*
Bice	Severa	0.10
	Agresiva	0.20
	Normal	0.30
Rusch	Agresiva (agua salada)	0.20
	Normal	0.12 — 0.30
Lisch	Severa o agresiva	0.05 — 0.15
	Normal (exterior)	0.15 — 0.25
	Normal (interior)	0.25 — 0.35
Reglamento ACI, 1963	Exterior	0.25
	Interior	0.40
CEB (Comité Europeo del Concreto)	Interior, ambiente normal	0.30
	Interior, ambiente agresivo	0.20
	Exterior	0.20
	Muy agresivo o cuando se requiere impermeabilidad	0.10
CFE (Manual de Diseño de Obras Civiles, Comisión Federal de Electricidad)	Interior	0.30
	Agresivo	0.20
	Agresivo cuando se requiere impermeabilidad	0.10
	Cargas accidentales	0.40

Revisión de la deflexión en el tramo 2-3

$w = 8/1.8 = 4.45$ ton/m





$$a_1 = \frac{5}{384}\frac{wl^4}{EI} \qquad a_2 = \frac{3(M_1+M_2)l^2}{48EI}$$

$$a_1 = \frac{5 \times 4.45 \times 8^4}{384EI} = \frac{238}{EI}$$

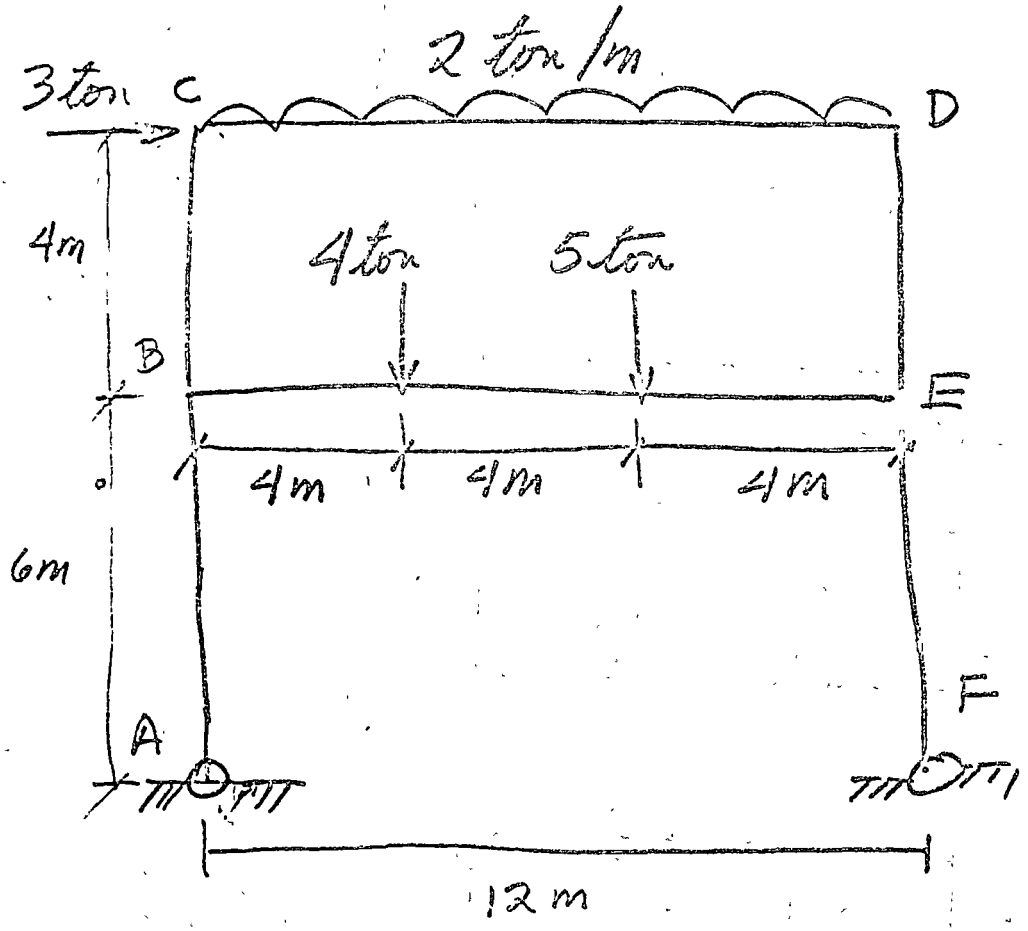
$$a_2 = \frac{3 \times 42.97 \times 8^2}{48EI} = \frac{172}{EI}$$

$$\Delta_{total} = a_1 - a_2 = \frac{238-172}{EI} = \frac{66}{EI}$$

$$\Delta_{total} = \frac{66}{5930} = 0.011 \text{ m}$$

OK

Diseño de un marco



1. Determinación del grado de hiperestaticidad:

$$G.H. = 3 \times 2 - 2 = 4$$

Luego se requieren 4 articulaciones plásticas

2. Introducción de las articulaciones plásticas y determinación de los momentos isostáticos:

Baker recomienda la siguiente configuración:

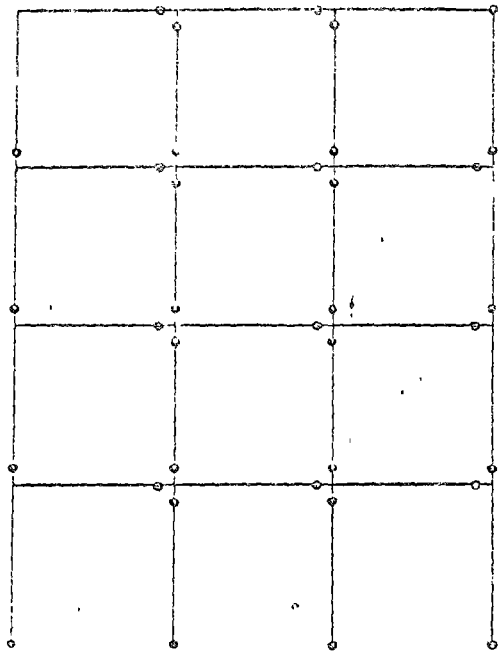
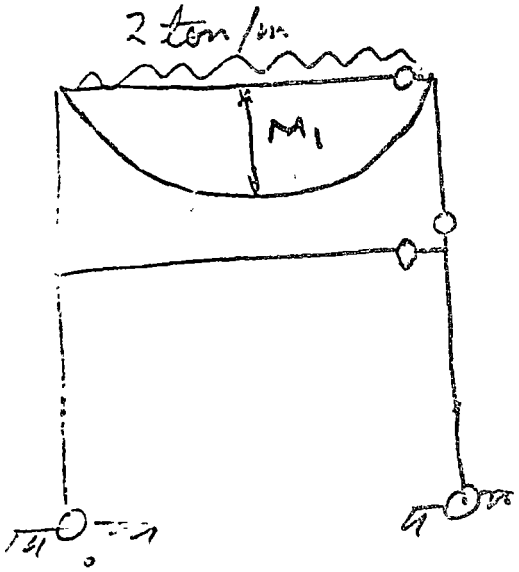
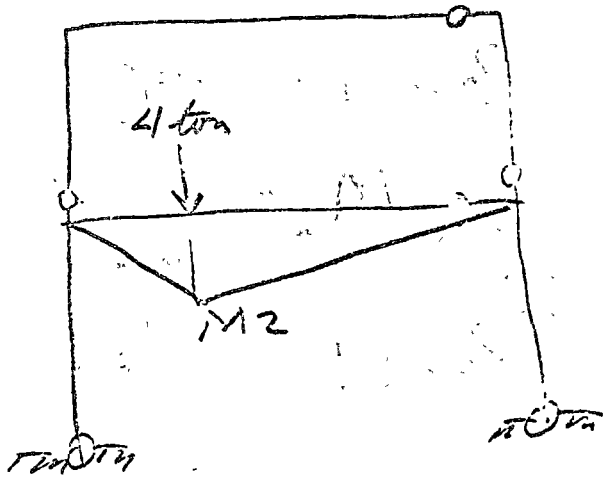
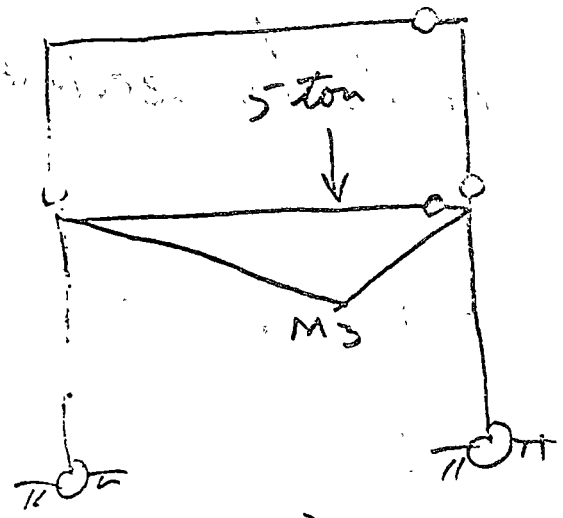


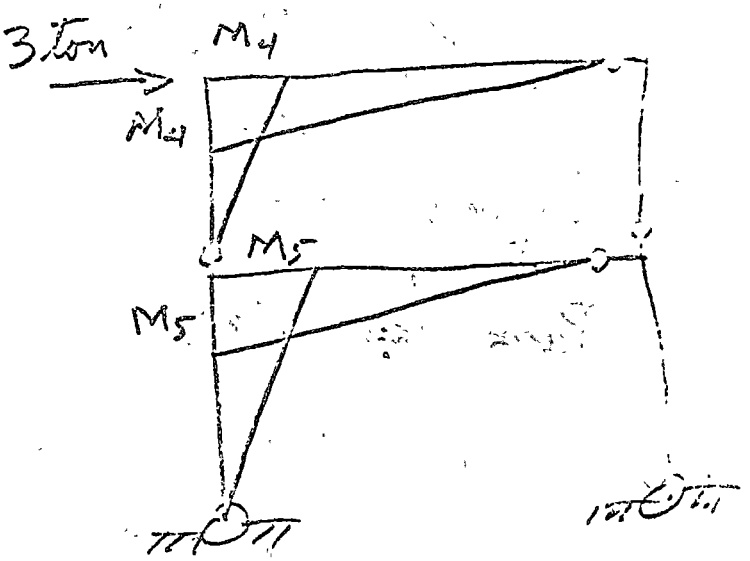
Fig. 7.11. Probable position of plastic hinges to make frame statically determinate

A. L. L. Baker's method of analysis for ultimate load differs from the method discussed in this chapter in that the frame is analysed in the statically determinate condition rather than in the mechanism condition. Baker's method is discussed in detail in Chapter 8.









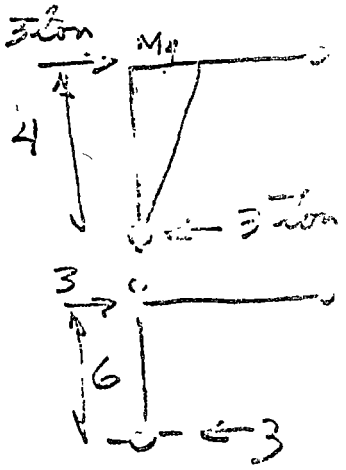
$$M_1 = \frac{wl^2}{8} = \frac{2 \times 12^2}{8} = 36 \text{ ton-m}$$

$$M_2 = \frac{Pab}{l} = \frac{4 \times 4 \times 8}{12} = 10.67 \text{ ton-m}$$

$$M_3 = \frac{Pab}{l} = \frac{5 \times 8 \times 4}{12} = 13.33 \text{ ton-m}$$

$$M_4 = 3 \times 4 = 12 \text{ ton-m}$$

$$M_5 = 3 \times 6 = 18 \text{ ton-m}$$



3. Elección de los momentos de diseño

Para las vigas:

$M_u = 18$ ton-m

Para las columnas:

$M_u = 18$ ton-m

$P_u = 16$ ton

4. Dimensionamiento preliminar de las secciones:

Para las vigas:

$b = 27$ cm, $h = 50$ cm, $d = 46$ cm

$A_s = 20.3\ cm^2$, $f'_c = 200\ kg/cm^2$, $f_y = 2350\ kg/cm^2$

$$\rho = \frac{20.3}{27 \times 46} = 0.016$$

$$\omega = \frac{\rho f_y}{f'_c} = \frac{0.016 \times 2350}{200} = 0.188$$

$$\frac{M_u}{b d^2 f'_c} = 0,17$$

$$M_u = 0,17 \times 27 \times 46^2 \times 200 = 1,942,000\ kg\text{-}cm = \underline{19.4\ ton\text{-}m}$$

Para las columnas:

$b = 27\,cm$, $t = 45\,cm$, $A_s = 25\,cm^2$, $d = 41\,cm$,

$f'_c = 200\,kg/cm^2$, $f_y = 2350\,kg/cm^2$

$$\frac{d}{t} = \frac{41}{45} \cong 0.9$$

Usando la Fig. B-2:

$$e = \frac{M}{P} = \frac{18}{16} = 1.12 \quad , \quad \boxed{\frac{e}{t} = \frac{112}{45} = 2.5}$$

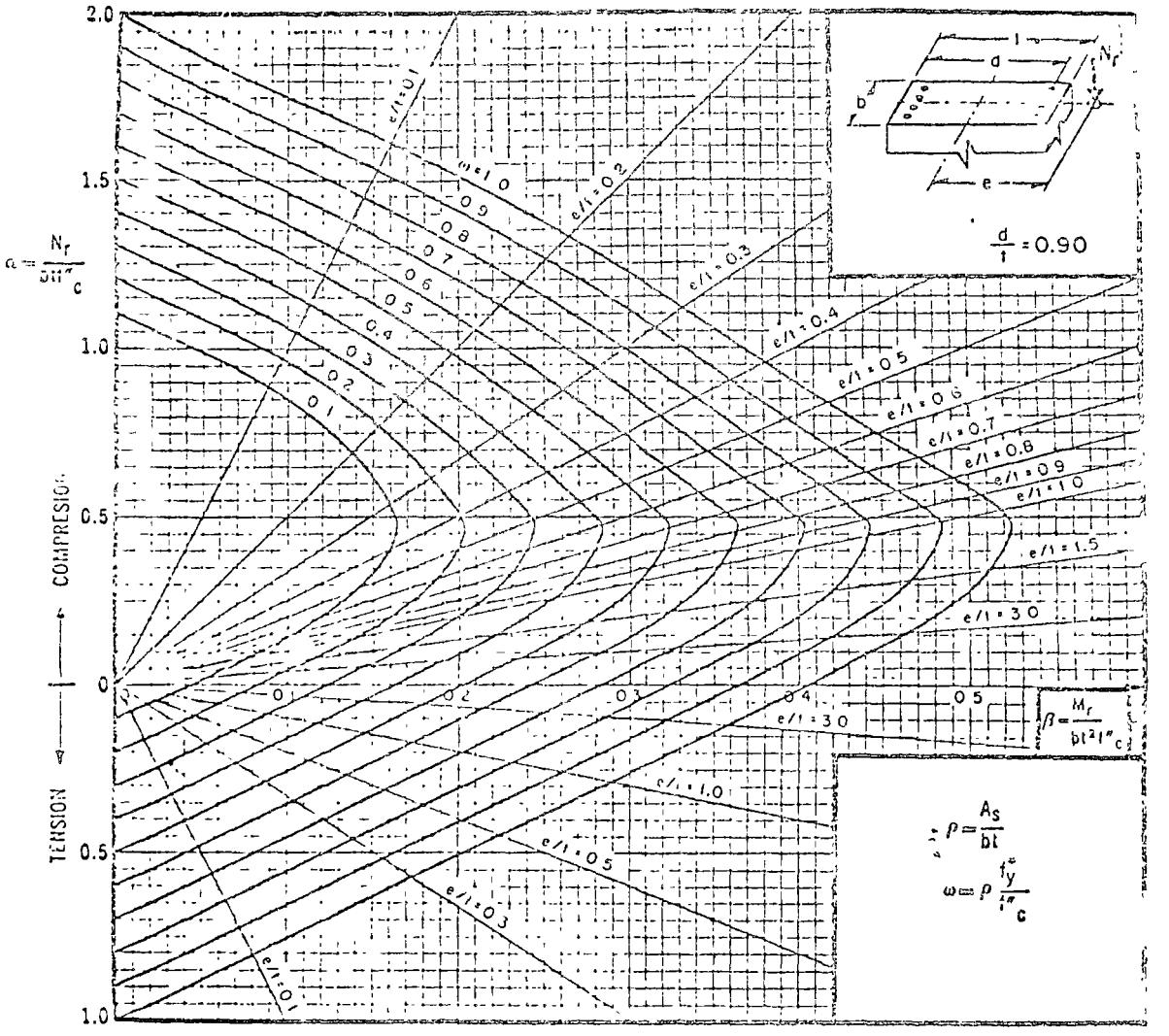
$$\rho = \frac{A_s}{bt} = \frac{25}{27 \times 45} = 0.02$$

$$w = \frac{\rho f_y}{f'_c} = \frac{0.02 \times 2350}{200} = \boxed{0.23}$$

$$\frac{N_r}{b t f'_c} = 0.1 \quad , \quad N_r = P_u = 0.1 \times 27 \times 45 \times 200 = \underline{24\,300}$$

$$\frac{M_r}{b t^2 f'_c} = 0.13 \quad , \quad M_r = M_u = 0.13 \times 27 \times 45^2 \times 200 = 14 \times 10^5\,kg\text{-}cm$$

$$= \underline{14\,ton\text{-}m}$$



A_s = área total de refuerzo

$f''_c = 0.85 f^\circ_c$, si $f^\circ_c \leq 280$ kg/cm²; $f''_c = \left(1.05 - \frac{f^\circ_c}{1\,400}\right) f^\circ_c$, si $f^\circ_c > 280$ kg/cm²

M_r = momento flexionante último

N_r = carga axial última

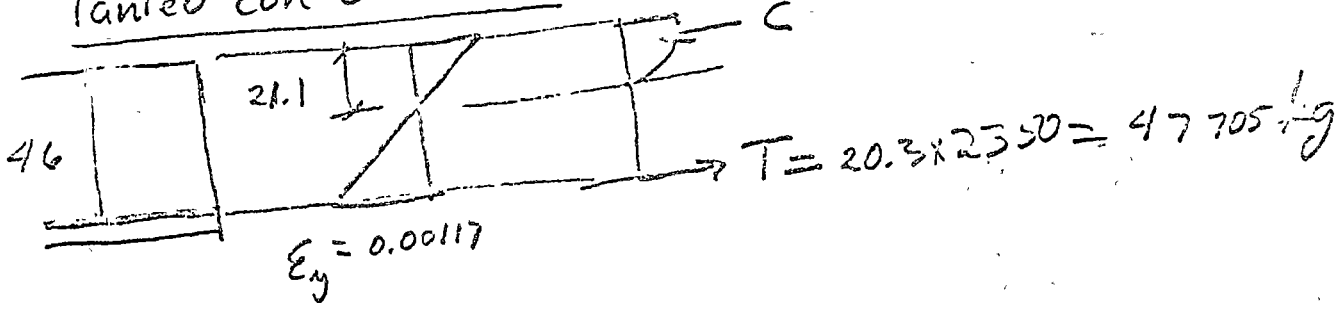
Figura B-2

5. Determinación de EI

$$EI = \frac{M}{\phi}$$

a) Para la viga

Tanteo con c = 21.1 cm



$$\varepsilon_c = \frac{21.1 \times 0.00117}{24.9} = 0.00099$$

$$f_c = \frac{4 \times 200 \times 0.00099 \times 0.00301}{0.000016} = 148 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = \frac{2}{3} \times 148 \times 21.1 \times 27 = 56\,210 \text{ kg.}$$

Tanteo con c = 19 cm

$$\varepsilon_c = \frac{19 \times 0.00117}{27} = 0.00082$$

$$f_c = \frac{4 \times 200 \times 0.00082 \times 0.00318}{0.000016} = 130$$

$$C = \frac{2 \times 130 \times 19 \times 27}{3} = 44\,460$$

$$M = 47705\,(46 - 0.4 \times 19) = 1\,832\,000 \text{ kg-cm}$$

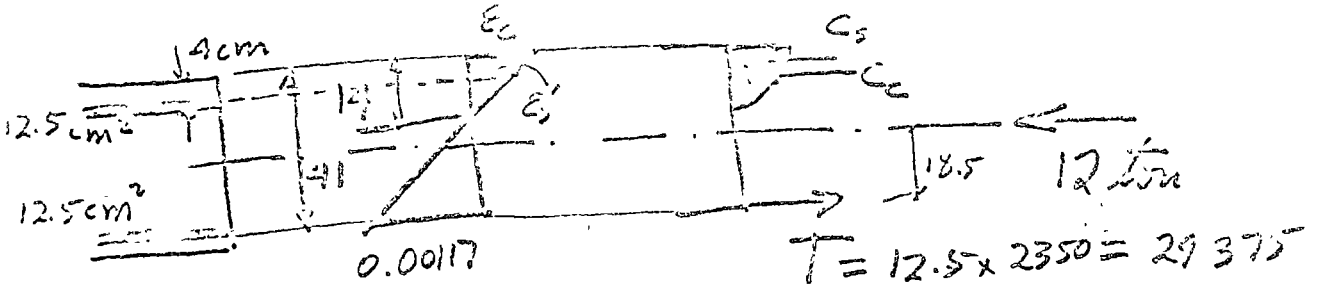
$$M = 18.3 \text{ ton-m}$$

$$\phi = \frac{0.00082}{19} = 0.0000431 \ \frac{1}{cm} = 0.00431 \ \frac{1}{m}$$

$$EI_{vigas} = \frac{18.3}{0.00431} = 4246 \text{ ton-m}^2$$

b) Para la columna

Tanteo con c = 14 cm



$$\varepsilon_c = \frac{14 \times 0.00117}{27} = 0.000607$$

$$\varepsilon_s' = \frac{10 \times 0.000607}{14} = 0.000433, \quad f_s' = 866 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = \frac{4 \times 200 \times 0.000607 \times 0.003393}{0.000016} = 103 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_c = \frac{2 \times 103 \times 14 \times 27}{3} = 25960$$

$$C_s = 12.5 \times 866 = 10\,825$$

$$C = 36{,}785$$

$C - T = 36\,785 - 29\,375 = 7410 < 12000$

Tanteo con $c = 15$ cm

$$\varepsilon_c = \frac{15 \times 0.00117}{26} = 0.000675$$

$$\varepsilon'_s = \frac{10 \times 0.000675}{14} = 0.000482, \quad f'_s = 967 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = \frac{4 \times 200 \times 0.000675 \times 0.003325}{0.000016} = 112 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_c = \frac{2 \times 112 \times 15 \times 27}{3} = 30{,}240 \text{ kg}$$

$$C_s = 12.5 \times 964 = 12{,}050 \text{ kg}$$

$$C = 42{,}290$$

$C - T = 42\,290 - 29\,375 = 12{,}915$ kg ≈ 12,000 kg.

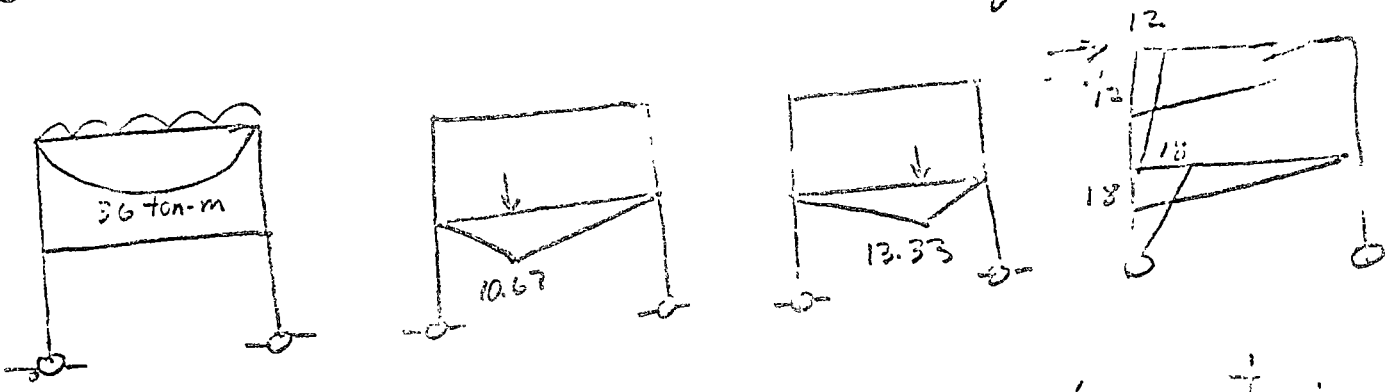
$$M = 29.4 \times 0.185 + 12.1 \times 0.185 + 30.2 \left(\frac{0.225}{2} - 0.4 \times 0.15\right)$$

$$M = 5.44 + 2.24 + 4.98 = \underline{12.66 \text{ ton-m}}$$

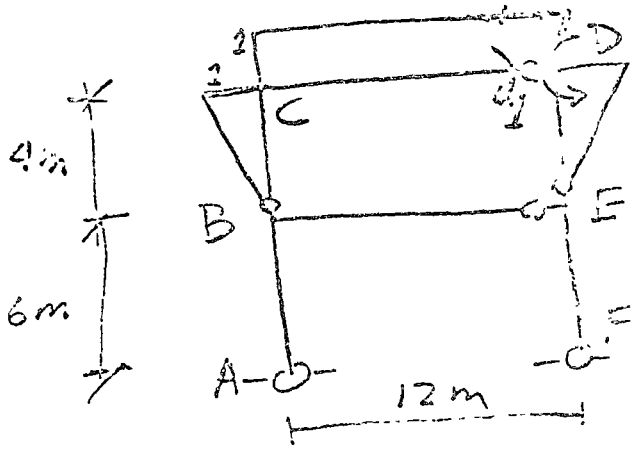
$$\phi = \frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{0.000675}{0.15} = 0.0045 \ \frac{1}{m}$$

$$EI_{col.} = \frac{M}{\phi} = \frac{12.66}{0.0045} = 2813 \ \text{ton-m}^2$$

6. Cálculo de los errores en geometría



Para calcular δ_{10}, se aplican los momentos unitarios en la articulación (1):



Se superponen estos diagramas con los 4 diagramas debidos a cargas externas

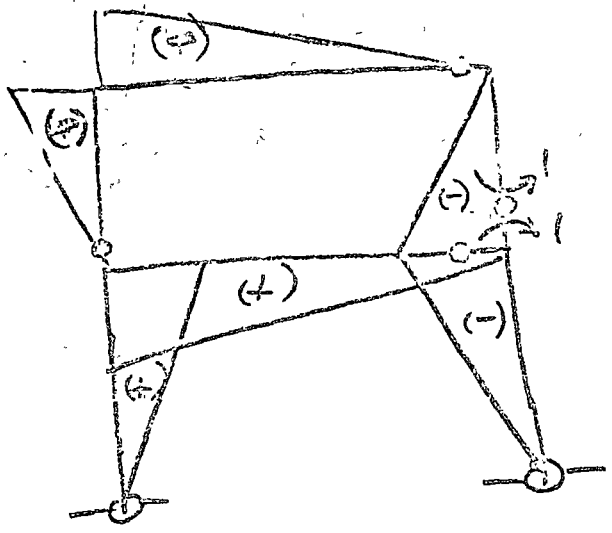
$$EI(\delta_{10})_{CD} = -\left[\frac{2}{3} l_{ac} + \frac{1}{2} l_{ac}\right] = -\left[\frac{2 \times 12 \times 30 \times 1}{3} + \frac{12 \times 12 \times 1}{2}\right]$$

$$EI(\delta_{10})_{CD} = -[288 + 72] = -360, \quad (\delta_{10})_{CD} = -\frac{360}{4246}$$

$$EI(\delta_{10})_{BE} = -\frac{1}{3} l_{ac} = -\frac{12 \times 12 \times 1}{3} = -48, \quad (\delta_{10})_{BE} = -\frac{48}{2813}$$

$$(\delta_{10}) = (\delta_{10})_{CD} + (\delta_{10})_{BE} = -0.1019$$

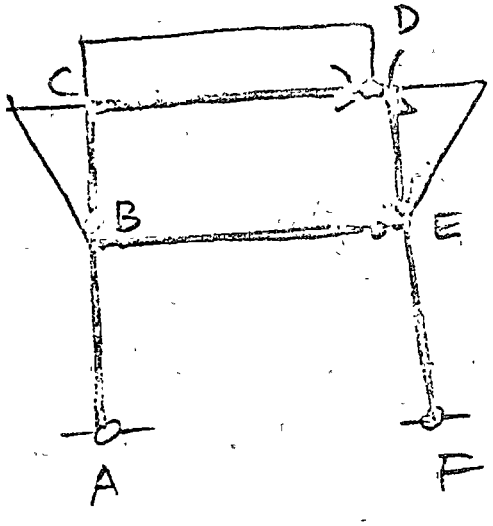
Calculo δ_{20}

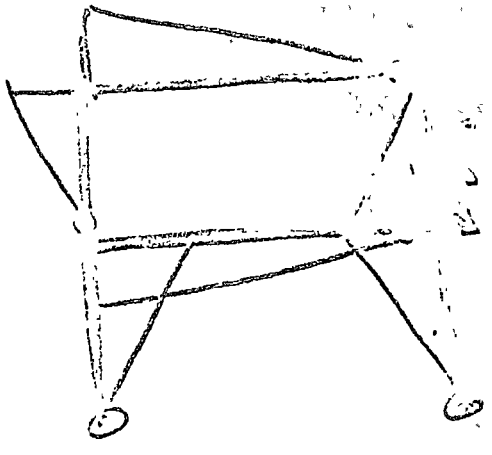


De la misma manera se calculan todos los coeficientes δ_{i0}

7. Cálculo de los coeficientes de corrección

Cálculo de δ_{12} (ejemplo):





$$EI\,\delta_{CD} = \frac{1}{2} l_{ac} = \frac{12 \times 1 \times 1}{2} = 6, \quad \delta_{CD} = \frac{6}{4296} = 0.00141$$

$$EI\,\delta_{BC} = \frac{1}{3} l_{ac} = \frac{12 \times 1 \times 1}{3} = 4, \quad \delta_{BC} = \frac{4}{2813} = 0.00142$$

$$EI\,\delta_{DE} = -\frac{1}{6} l_{ac} = -\frac{12 \times 1 \times 1}{6} = -2, \quad \delta_{DE} = -\frac{2}{2813} = -0.00071$$

$$\delta_{12} = 0.00141 + 0.00142 - 0.00071 = \underline{0.00212}$$

De la misma manera se determinan los otros coeficientes. Los resultados aparecen en la pag. 172.
Las diferencias se deben a los diferentes valores de EI

8. Cálculo de las rotaciones finales:
se plantean las ecuaciones generales:

$$-0.10 + 4.24 \times 10^{-8} \bar{X}_1 + 1.84 \times 10^{-8} \bar{X}_2 + 0 - 2.4 \times 10^{-8} \bar{X}_4 = -\theta_1$$

$$-0.0044 + 1.84 \times 10^{-8} \bar{X}_1 + 4.87 \times 10^{-8} \bar{X}_2 + 3.23 \times 10^{-8} \bar{X}_3 - 2.92 \times 10^{-8} \bar{X}_4 = -\theta_2$$

$$-0.0806 + 0 - 3.23 \times 10^{-8} \bar{X}_2 + 4.8 \times 10^{-8} \bar{X}_3 + 1.56 \times 10^{-8} \bar{X}_4 = -\theta_3$$

$$+0.0228 - 2.4 \times 10^{-8} \bar{X}_1 - 2.92 \times 10^{-8} \bar{X}_2 + 1.56 \times 10^{-8} \bar{X}_3 + 3.75 \times 10^{-8} \bar{X}_4 = -\theta_4$$

Ahora se suponen valores de $\bar{X}_1, \bar{X}_2, \bar{X}_3$ y $\bar{X}_4$ que cumplan dos condiciones:

1) Los valores de θ deben ser positivos.

2) Los valores de θ no deben exceder la capacidad de rotación de los elementos.

Los valores finales de $\bar{X}_i$ se determinan por tanteos como se muestra en la siguiente tabla:

TABLE 8.4

Moments × 10⁻⁶				Rotation at hinge 1				Rotation at hinge 2				Rotation at hinge 3				Rotation at hinge 4			
				Influence coefficients × 10⁻⁸ δ_{ik}	$\bar{X}\delta_{ik}$			Influence coefficients × 10⁻⁸ δ_{ik}	$\bar{X}\delta_{ik}$			Influence coefficients × 10⁻⁸ δ_{ik}	$\bar{X}\delta_{ik}$			Influence coefficients × 10⁻⁸ δ_{ik}	$\bar{X}\delta_{ik}$		
Trial	I Trial	II Trial	III Trial		I Trial	II Trial	III Trial		I Trial	II Trial	III Trial		I Trial	II Trial	III Trial		I Trial	II Trial	III Trial
M_0					−0.1000	−0.1000	−0.1000		−0.0044	−0.0044	−0.0044		−0.0806	−0.0806	−0.0806		0.0226	0.0226	0.0226
$\bar{X}_1 =$ [illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	−4.24	0.0760	0.0760	0.1004	1.84	0.0331	0.0331	0.0436	0	0	0	0	−2.4	−0.0432	−0.0432	[illegible]
$\bar{X}_2 =$ [illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	1.84	0.0159	0.0110	0.0221	4.87	0.0422	0.0292	0.0586	−3.23	−0.0280	−0.0194	−0.0390	−2.92	−0.0253	−0.0175	[illegible]
$\bar{X}_3 =$ [illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	0	0	0	0	−3.23	−0.0545	−0.0581	−0.0706	4.80	0.0810	0.0865	0.1050	1.56	0.0264	0.0281	0.0341
$\bar{X}_4 =$ [illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	−2.4	−0.0055	−0.0055	−0.0226	−2.92	−0.0067	−0.0067	−0.0275	1.56	0.0036	0.0036	0.0146	3.75	0.0086	0.0086	0.0352
				$-\theta_1 =$	−0.0136	−0.0185	−0.0001	$-\theta_2 =$	0.0097	−0.0069	−0.0003	$-\theta_3 =$	−0.0240	−0.0099	0	$-\theta_4 =$	−0.0107	−0.0012	0.0067

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL

LOSAS PLANAS

DR. OSCAR M. GONZALEZ CUEVAS

SEPTIEMBRE DE 1977

PALACIO DE MINERIA
Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.
Teléfonos: 521-30-95 y 513-27-95

LOSAS PLANAS

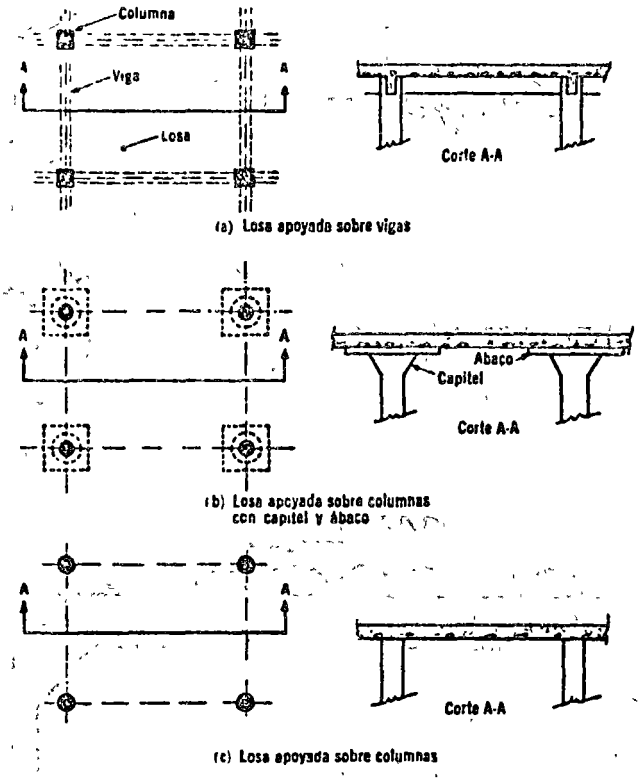
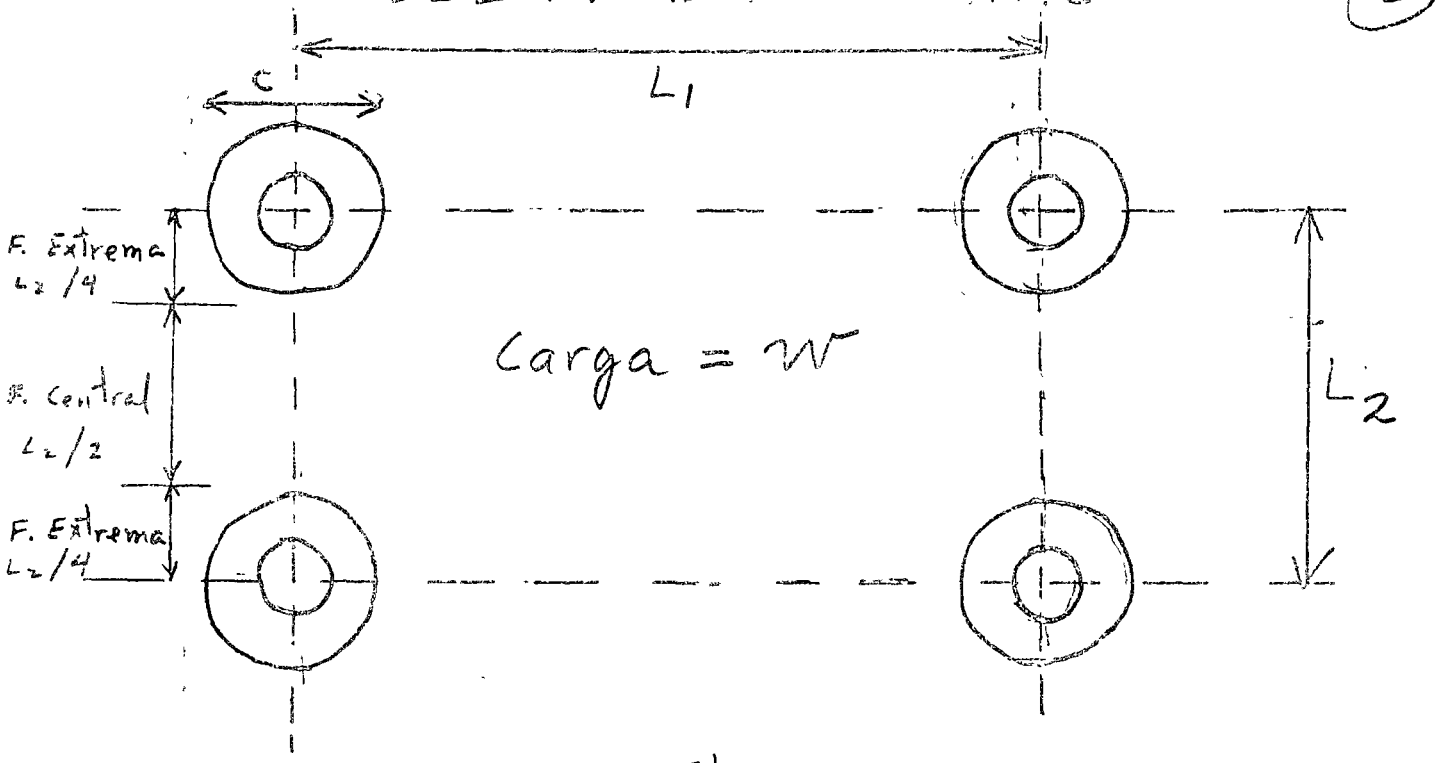
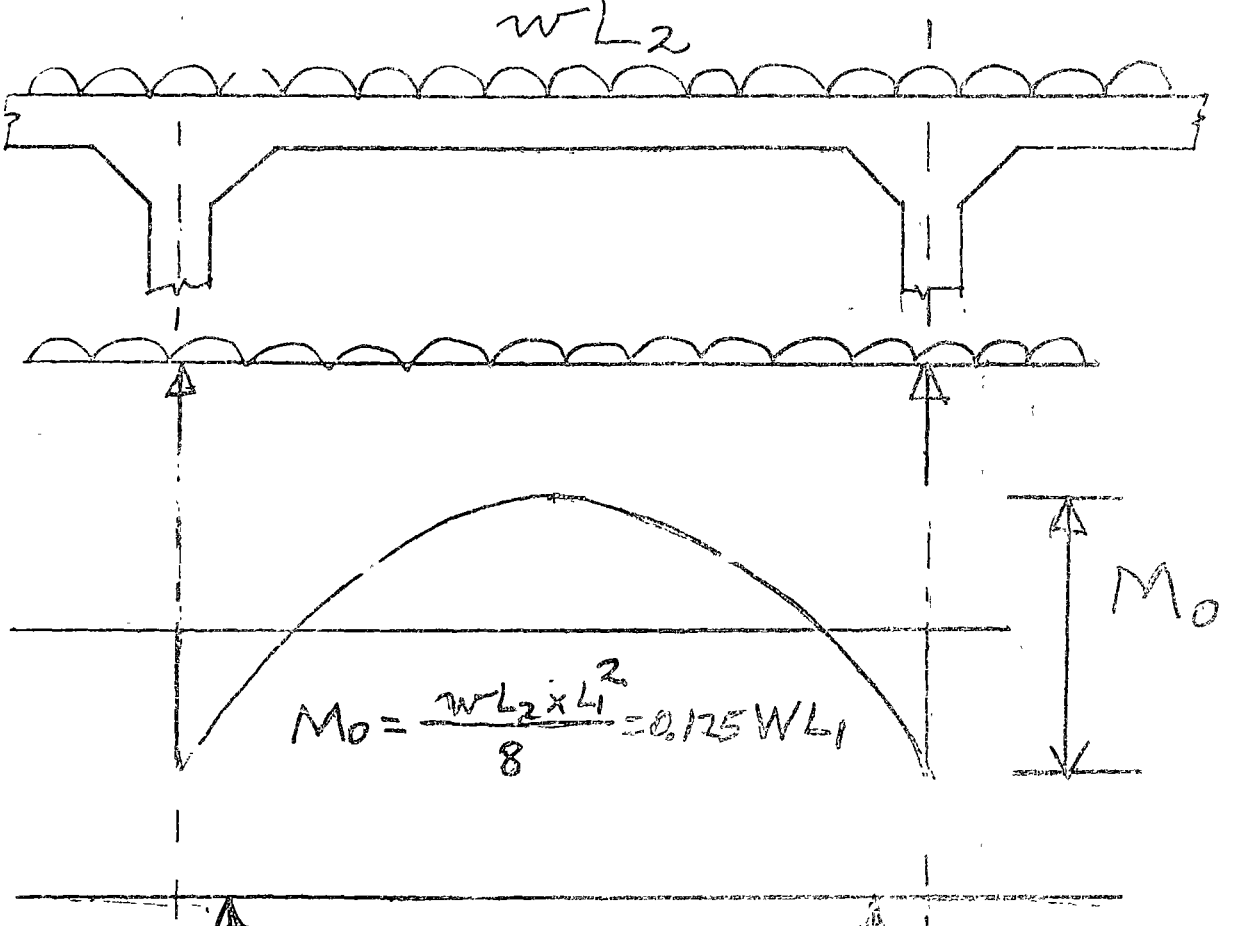


Figura 14.1 Distintos sistemas de piso

Los casos (b) y (c) corresponden a losas planas. Pueden ser macizas o aligeradas.

METODO DEL MOMENTO ESTATICO





Nichols: $M_0 = 0.125 WL_1 \left(1 - \frac{2}{3}\frac{c}{L_1}\right)^2$

Siess: $M_0 = 0.125 WL_1 \left(1 - 1.25\frac{c}{L_1}\right)$

En el Reglamento del D.F. de 1966:

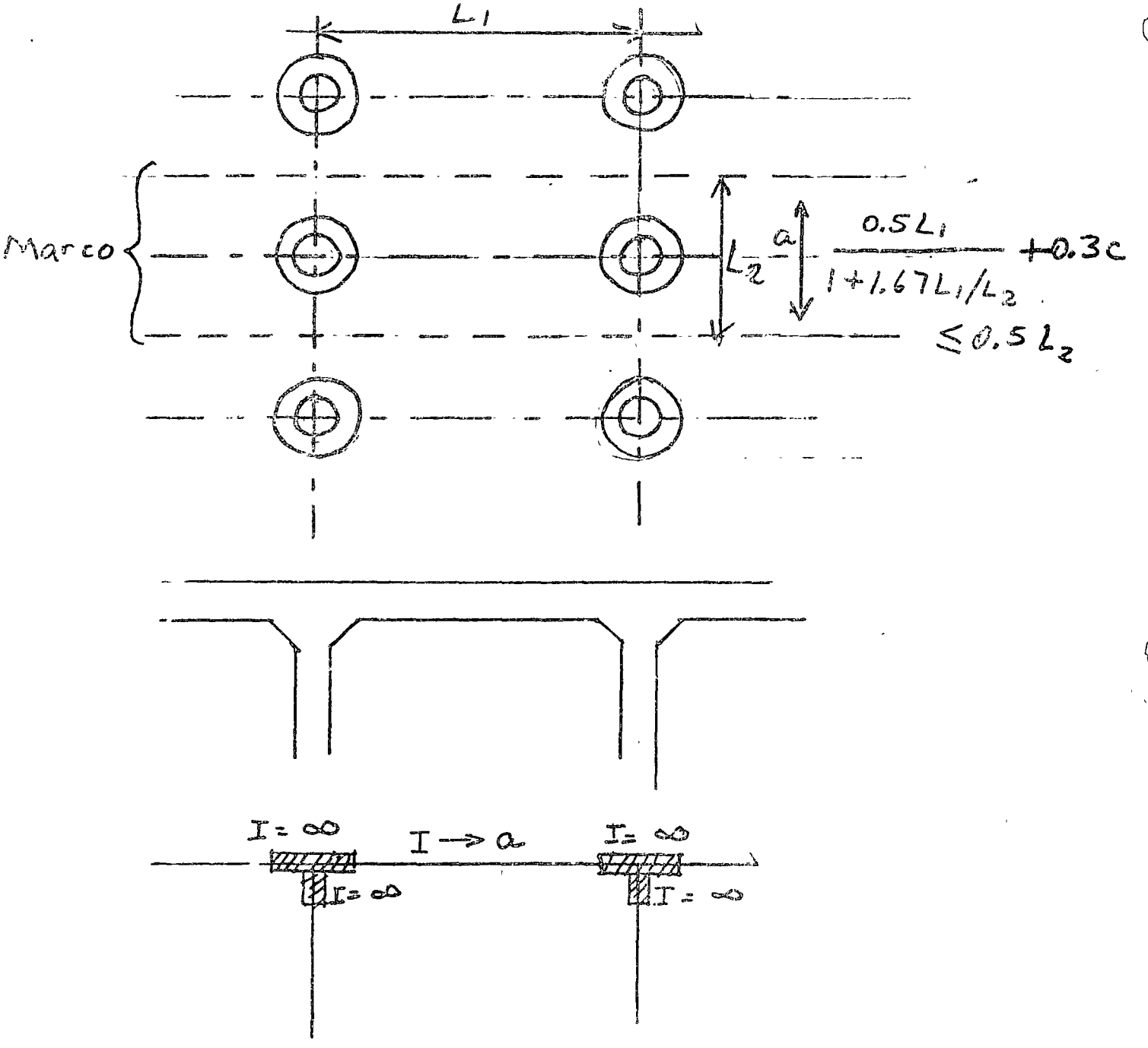
$$M_0 = 0.09\left(1 - 1.25\frac{c}{L_1}\right) W L_1$$

Y M_0 se distribuía de acuerdo con los coeficientes de la siguiente tabla:

	Porcentaje de M_0	
	Franjas extremas	Franja central
Tableros interiores		
con ábacos		
momentos negativos	50	15
momentos positivos	20	15
sin ábacos		
momentos negativos	46	16
momentos positivos	22	16
Tableros exteriores		
con ábacos		
momentos negativos exteriores	45	10
momentos positivos	25	19
momentos negativos interiores	50	15
sin ábacos		
momentos negativos exteriores	41	10
momentos positivos	28	20
momentos interiores	46	16

El Reglamento establecía una serie de requisitos para poder aplicar este método.

METODO DE LOS MARCOS



Este marco se analiza como un marco elástico con cargas verticales y horizontales.

El análisis se hace en las dos direcciones con toda la carga vertical en cada dirección

Los momentos se distribuyen de acuerdo con la siguiente tabla

	F. de columnas	F. centrales
Mom. positivos	60	40
Mom. negativos	75	25

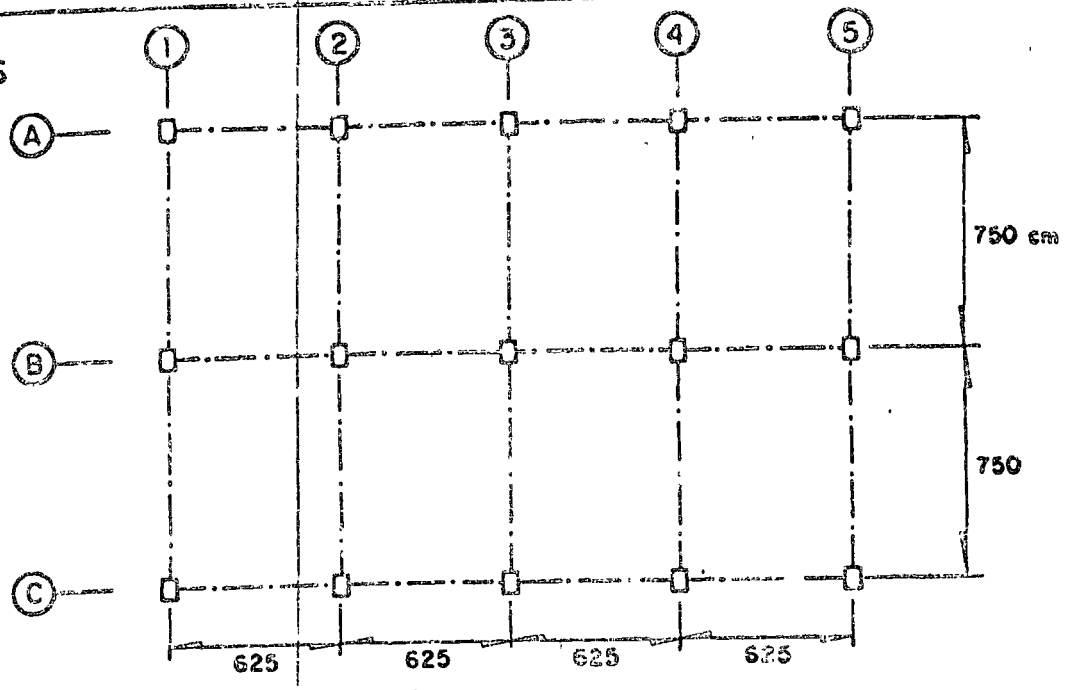
En el Reglamento del D.F. de 1977 sólo se permite el método de los marcos. Los momentos calculados pueden reducirse de manera que la suma del momento positivo más el promedio de los negativos en cada tablero no sea menor que

$$M_0 = 0.115\,(1 - 1.25\,c/L_1)\,W L_1$$

siempre que se cumplan ciertos requisitos.

Se ilustran a continuación las disposiciones del Reglamento a través de un ejemplo resuelto en el Instituto de Ingeniería por el Ing. Santiago Loera

DATOS



Columnas 75 cm x 50 cm

1 Peralte efectivo d = 31.5 cm

Espesor de losa h = 35.0 cm

Factor de carga (CM+CV) $F_c = 1.4$

Factor de carga (CM+CV+CA) $F_c = 1.1$

NOTA: En el ejemplo sólo se ilustra parte del diseño de la losa en la dirección de un marco corto. Falta el diseño en la dirección larga.

Materiales

$f'_c = 200\ kg/cm^2$

$f_y = 4200\ kg/cm^2$

CONSTANTES

$$f_c^* = 0.8\, f'_c = 0.8 \times 200 = 160 \text{ kg/cm}^2 \qquad \text{(ec 1.8)}$$

$$f''_c = 0.85\, f_c^* = 0.85 \times 160 = 136 \text{ kg/cm}^2 \qquad \text{(ec 2.3)}$$

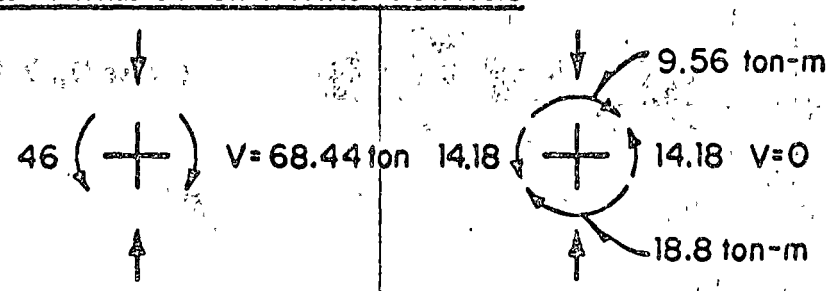
(Por ser $f_c^* < 250$ kg/cm^2)

$$\sqrt{f_c^*} = \sqrt{160} = 12.65$$

$$p_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.7\sqrt{200}}{4200} = 0.0024$$

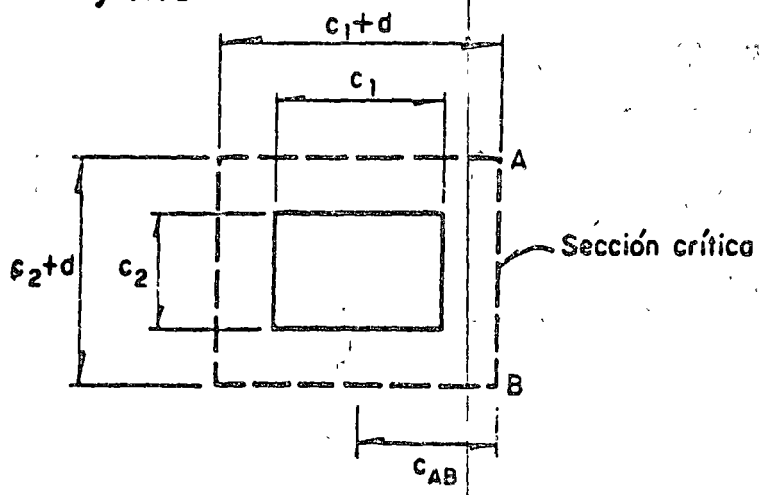
2 REVISION POR TENSION DIAGONAL ALREDEDOR DE LA COLUMNA INTERIOR 3B

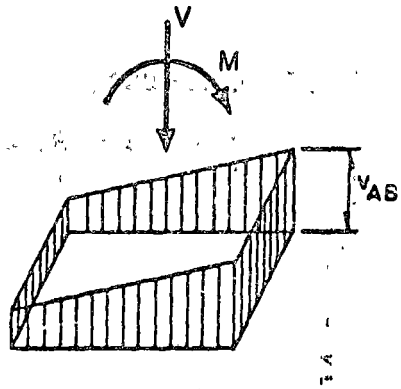
3 Fuerzas internas en condiciones de servicio



Bajo cargas muerta y viva

Por sismo





$c_1 = 75$ cm

$c_2 = 50$ cm

$c_1 + d = 75 + 31.5 = 106.5$ cm

$c_2 + d = 50 + 31.5 = 81.5$ cm

$$c_{AB} = \frac{c_1 + d}{2} \quad \frac{106.5}{2} = 53.25 \text{ cm}$$

$$A_c = 2d\,(c_1 + c_2 + 2d) = 2 \times 31.5\,(75 + 50 + 2 \times 31.5) = 11\ 844 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67\sqrt{(c_1 + d)/(c_2 + d)}} = 1 - \frac{1}{1 + 0.67\sqrt{106.5/81.5}}$$

(ec 2.28)

$\alpha = 0.434$

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)\,d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)\,(c_1 + d)^2}{2}$$ (véase fig 2.2)

$$J_c = \frac{31.5\,(106.5)^3}{6} + \frac{106.5\,(31.5)^3}{6} + \frac{31.5\,(81.5)\,(106.5)^2}{2}$$

$$J_c = 6\ 342\ 000 + 554\ 800 + 14\ 560\ 000 = 21\ 457\ 000 \text{ cm}^4$$

<u>Revisión bajo carga muerta más carga viva</u>

$V_u = V \times 1.4 = 68.44 \times 1.4 = 95.82$ ton

$M_u = 0$

$$v_{u\,máx} = \frac{V_u}{A_c} = \frac{95.82 \times 10^3}{11.844} = 8.09 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante de diseño admisible si no se usa refuerzo

$= F_R \sqrt{f^*_c} = 0.8 \times 12.65 = 10.1 \text{ kg/cm}^2$

$= 10.1 \text{ kg/cm}^2 > v_u$

luego por resistencia no es necesario refuerzo, bajo CM + CV

Revisión bajo cargas muerta, viva y sismo

$V_u = 68.44 \times 1.1 = 75.28$ ton

$M_u = (9.56 + 18.8)\ 1.1 = 28.36\ (1.1) = 31.20$ ton-m

$$v_{u\ máx} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\alpha\ M_u\ c_{AB}}{J_c}$$ (véase fig 2.2)

$$v_{u\ máx} = \frac{75\ 280}{11\ 844} + \frac{0.434\ (31.2 \times 10^5)\ 53.25}{21\ 457\ 000}$$

$v_{u\ máx} = 6.36 + 3.36$

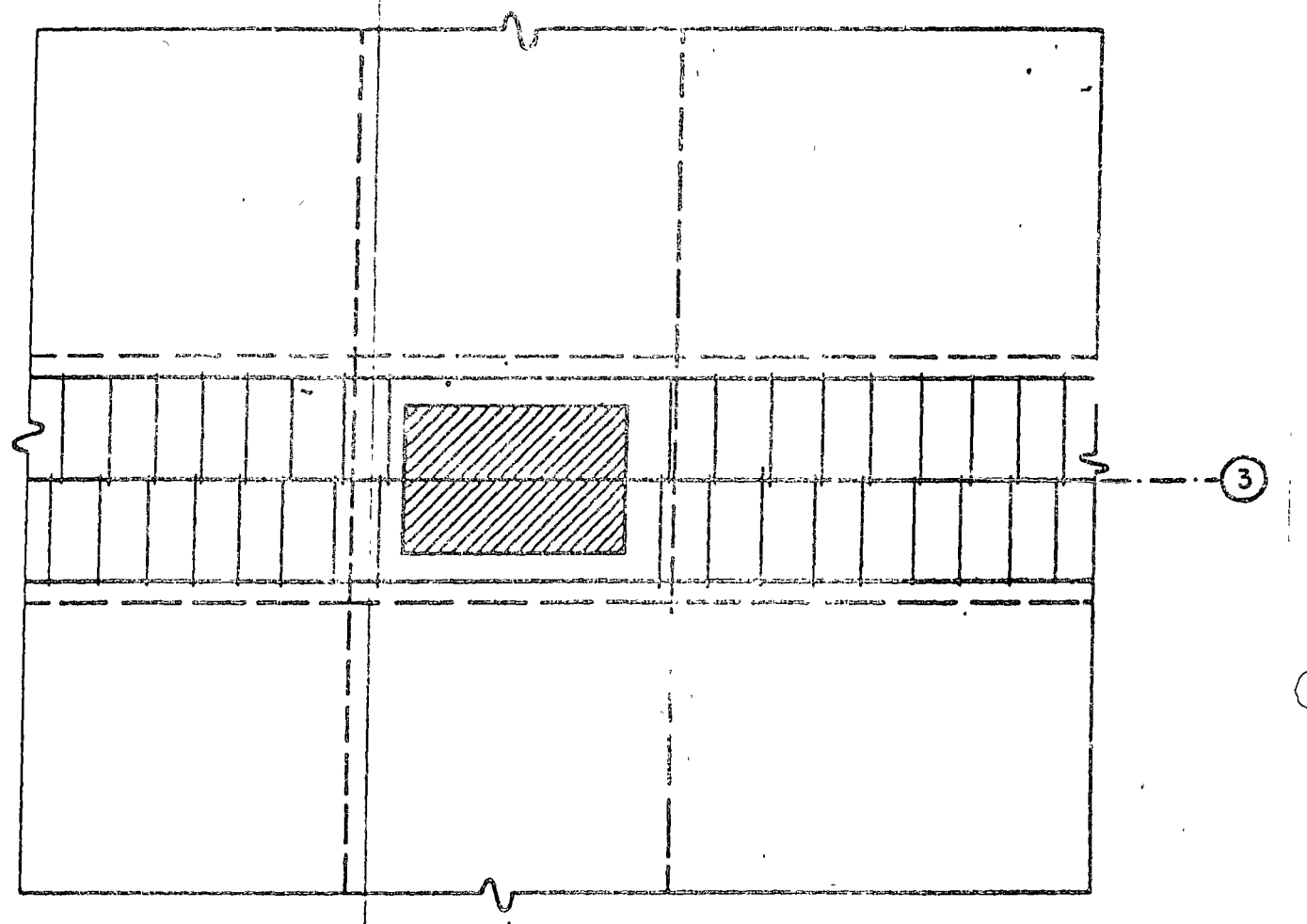
$v_{u\ máx} = 9.72 \text{ kg/cm}^2 < F_R \sqrt{f^*_c} = 10.1 \text{ kg/cm}^2$

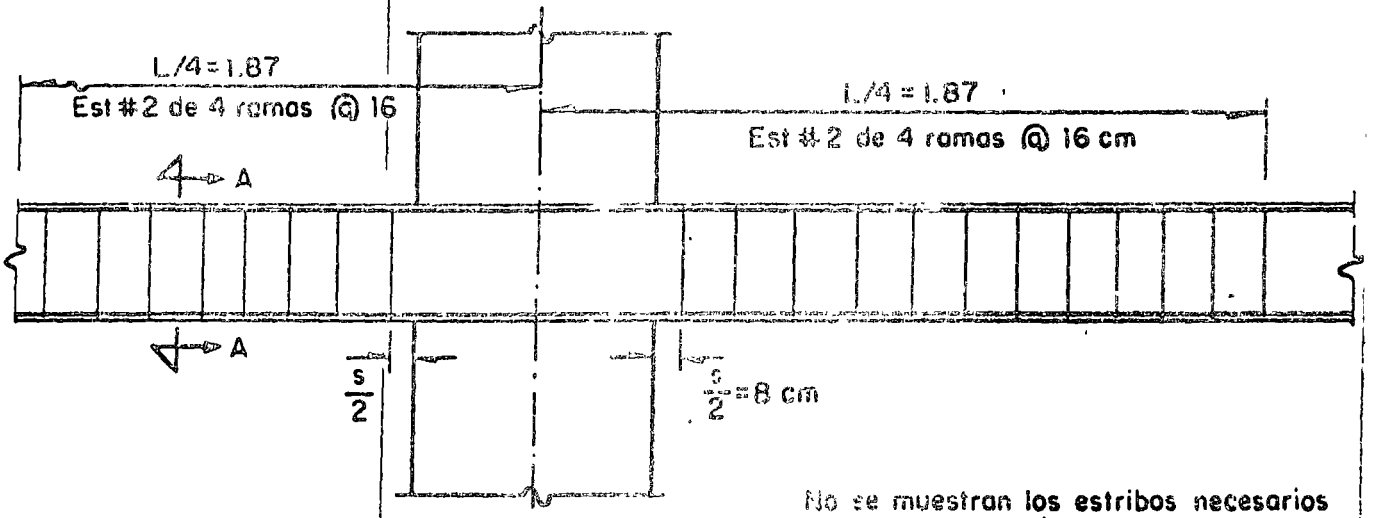
luego bajo CM+CV+CA no se necesita refuerzo por resistencia

5 Refuerzo transversal mínimo

Se usarán estribos # 2 de cuatro ramas, espaciados a d/2, hasta un cuarto del claro correspondiente

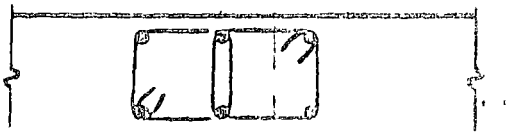
CROQUIS DE REFUERZO TRANSVERSAL MINIMO SOBRE EL EJE 3





No se muestran los estribos necesarios en la otra dirección, ni el resto del refuerzo

CORTE AA



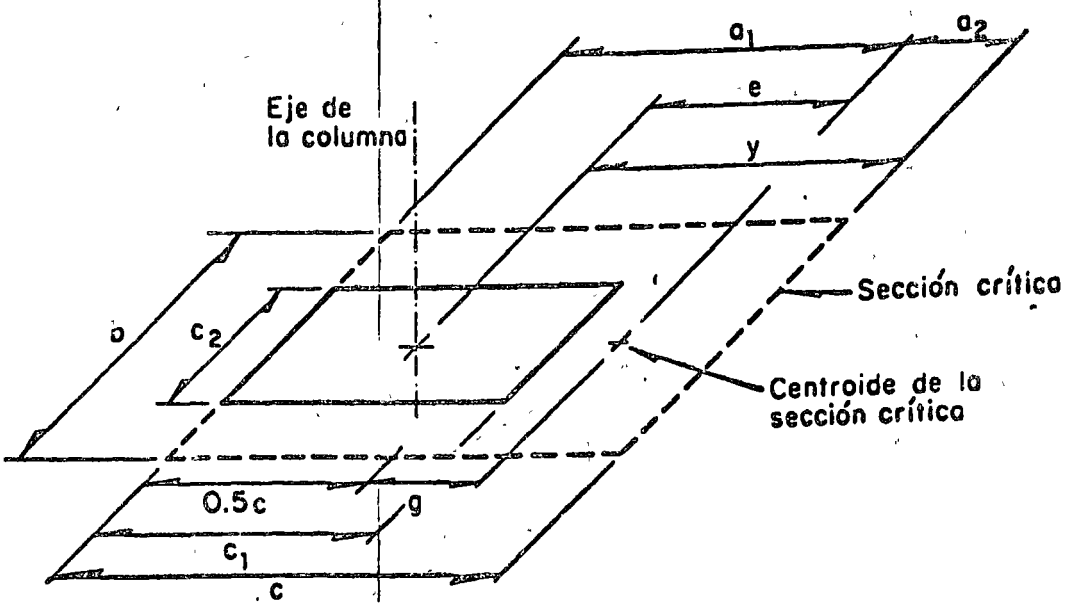
DIMENSIONAMIENTO POR TENSION DIAGONAL ALREDEDOR DE LA COLUMNA 3C

3 Fuerzas internas en condiciones de servicio

Bajo cargas muerta y viva

Por sismo

6 Propiedades geométricas



$c_1 = 75.0$ cm
$c_2 = 50.0$ cm
$d = 31.5$ cm

$c = c_1 + d/2 = 75 + 31.5/2 = 90.75$ cm

$b = c_2 + d = 50 + 31.5 = 81.5$ cm

$A_c = (2c + b)\, d = (2 \times 90.75 + 81.5)\, 31.5 = 8284.5 \text{ cm}^2$

$$g = \frac{bc}{2(2c + b)} = \frac{81.5 \times 90.75}{2(2 \times 90.75 + 81.5)} = \frac{7396.13}{526} = 14.06 \text{ cm}$$

$y = c - c_1/2 = 90.75 - 75/2 = 53.25$ cm

$$c_2 = \frac{c}{2} - g = 90.75/2 - 14.06 = 31.31 \text{ cm}$$

$$e = y - \frac{c}{2} + g = 53.25 - 90.75/2 + 14.06 = 21.93 \text{ cm}$$

$$J_c = \frac{d\,c^3}{6} + \frac{c\,d^3}{6} + 2cdg^2 + bd(c/2 - g)^2$$

$$J_c = \frac{(31.5)\,(90.75)^3}{6} + \frac{(90.75)\,(31.5)^3}{6} + 2\,(90.75)\,(31.5)\,(14.06)^2 +$$

$$+ 81.5 \times 31.5\,(45.38 - 14.06)^2$$

$J_c = 3\,924\,000 + 472\,700 + 1\,130\,000 + 2\,518\,000$

$J_c = 8\,045\,000 \text{ cm}^4$

7 $$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67\sqrt{(c_1 + d/2)/(c_2 + d)}} = 1 - \frac{1}{1 + 0.67\sqrt{c/b}}$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67\sqrt{90.75/815}} = 1 - 0.586 = 0.414$$

Revisión bajo cargas muerta y viva

$M_u = M \times F_c = 38.2 \times 1.4 = 53.48$ ton-m

$V_u = V \times F_c = 34.2 \times 1.4 = 47.88$ ton

8 $$v_{u\,máx} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\alpha M_u\, a_2}{J_c} = \frac{47880}{8284.5} + \frac{22.14 \times 10^5 \times 31.3}{80.45 \times 10^5}$$

$$= 5.78 + 8.61 = 14.39 \text{ kg/cm}^2$$

$\alpha M_u = 0.414 \times 53.48 = 22.14$ ton-m

Esfuerzo cortante de diseño admisible $= F_R \quad f_c^* = 10.1$ kg/cm^2

si no se usa refuerzo

$F_R \sqrt{f_c^*} < v_{u\,máx} = 10.3$ kg/cm^2

luego bajo CM + CV se requeriría refuerzo.

Revisión del esfuerzo cortante de diseño máximo admisible:

$1.5\, F_R \sqrt{f_c^*} = 1.5 \times 10.1 = 15.15$ kg/cm$^2 > v_{u\,máx}$

Revisión bajo cargas muerta, viva y sismo

$M_u = F_c M = 1.1 \times (38.2 + 18.1) = 1.1 \times 56.3 = 61.9$ ton-m

$V_u = F_c V = 1.1 \times 38.5 = 42.35$ ton

$\alpha M_u = 0.414 \times 61.9 = 25.63$ ton-m

$$v_{u\,máx} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\alpha M_u\, a_2}{J_c} = \frac{42350}{8284.5} + \frac{25.63 \times 10^5 \times 31.31}{80.45 \times 10^5}$$

$$= 5.11 + 9.97 = 15.08 > F_R \sqrt{f_c^*}$$

luego se requiere refuerzo

Revisión del esfuerzo cortante de diseño máximo admisible

$$1.5\, F_R \sqrt{f_c^*} = 15.15 > v_{u\,máx}$$

Rige la condición CM+CV+CA y para ésta se calculará el refuerzo

Refuerzo por tensión diagonal

$$s = \frac{F_R\, A_v\, f_y\, d}{V_u - V_{cR}} \leq \frac{F_R\, A_v\, f_y}{3.5\, b} \qquad \text{(ec 2.19)}$$

$$V_u = bd\, v_{u\,máx} = 81.5 \times 31.5 \times 15.08 = 38710 \text{ kg}$$

$$V_{cR} = 0.5\, F_R\, bd \sqrt{f_c^*} = 0.5 \times 0.8 \times 81.5 \times 31.5 \times 12.65 = 12990 \text{ kg}$$

$$A_v = 4 \times 0.49 = 1.96 \text{ cm}^2 \quad \text{(estribos \# 2.5 de cuatro ramas)}$$

$$s = \frac{0.8 \times 1.96 \times 4200 \times 31.5}{38710 - 12990} = 8.07 \text{ cm}$$

Revisión de la separación máxima

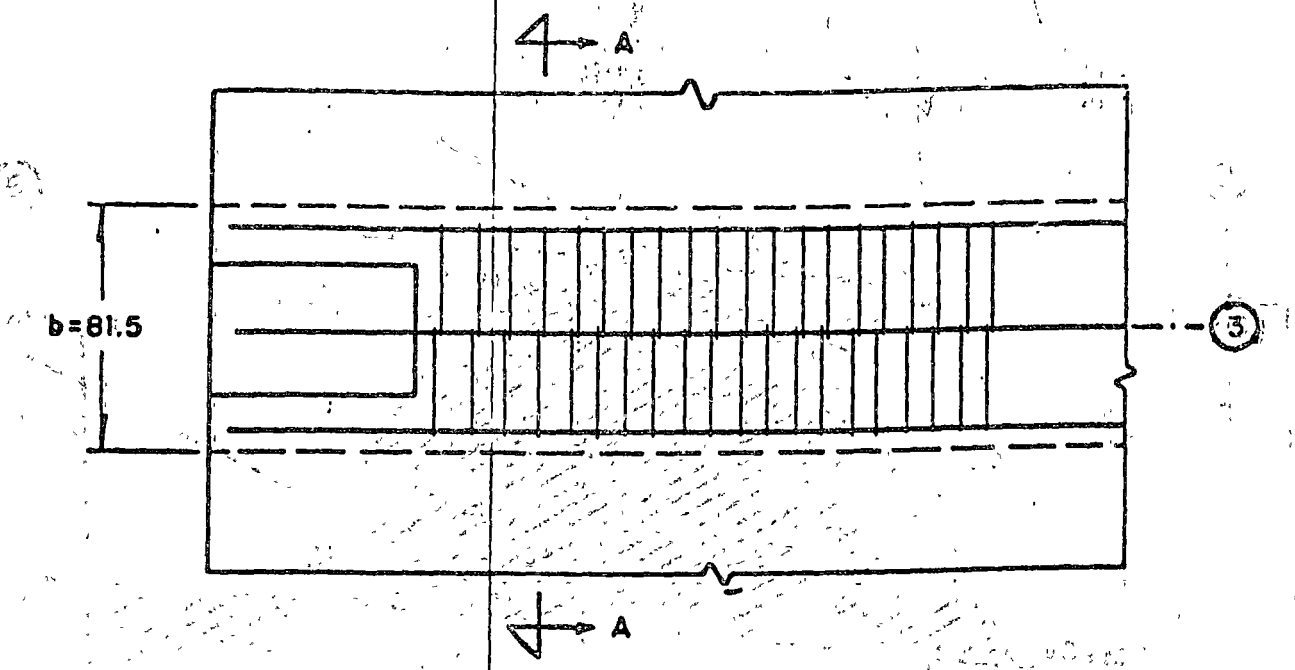
$$\frac{F_R\, A_v\, f_y}{3.5b} = \frac{0.8 \times 1.96 \times 4200}{3.5 \times 81.5} = 23.1 \text{ cm} > s = 8.07 \text{ cm}$$

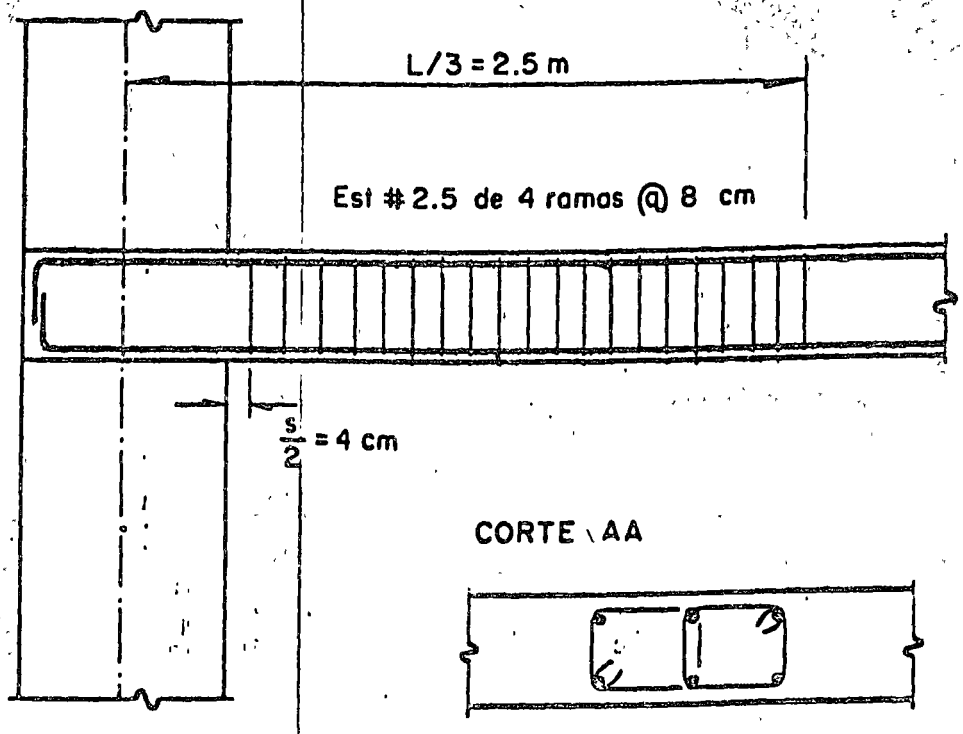
$$0.5\, d = 0.5 \times 31.5 = 15.75 \text{ cm} > s = 8.07 \text{ cm}$$

usar est # 2.5 de cuatro ramas

@ 8 cm hasta un tercio del claro (2.5 m)

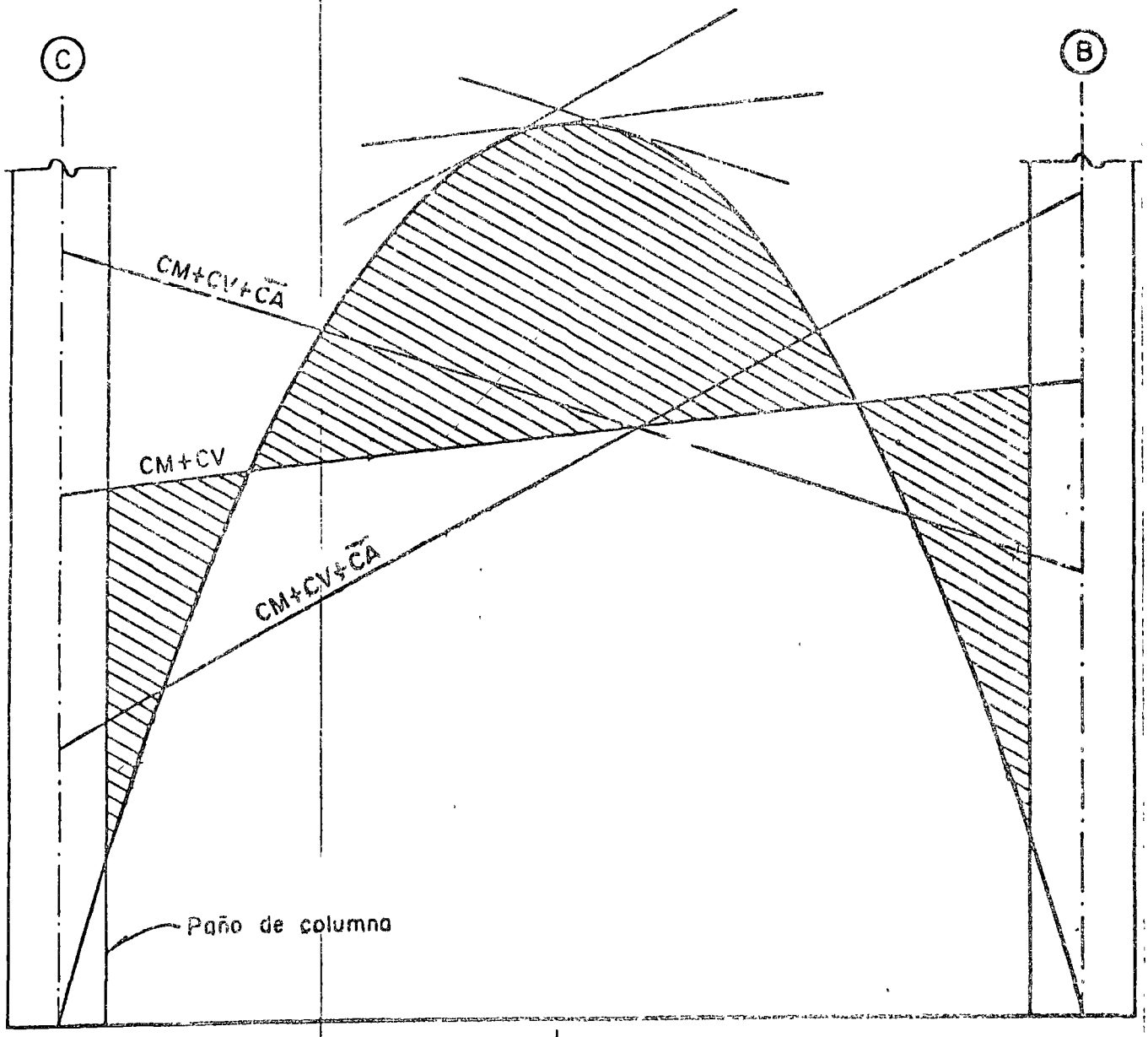
Refuerzo por tensión diagonal en la dirección del eje 3





No se muestran los estribos de la otra dirección, ni el resto del refuerzo

DIMENSIONAMIENTO POR FLEXION EN DIRECCION 3-3
(Se presenta sólo el dimensionamiento por flexión negativa cerca de la columna de orilla, y por flexión positiva)



CM+CV	-26.0
CM+CV+$\overleftarrow{CA}$	- 9.5
CM+CV+$\overleftarrow{CA}$	-42.5
(CM+CV)1.4	-36.4
(CM+CV+$\overleftarrow{CA}$)1.1	-10.45
(CM+CV+$\overleftarrow{CA}$)1.1	-46.75*

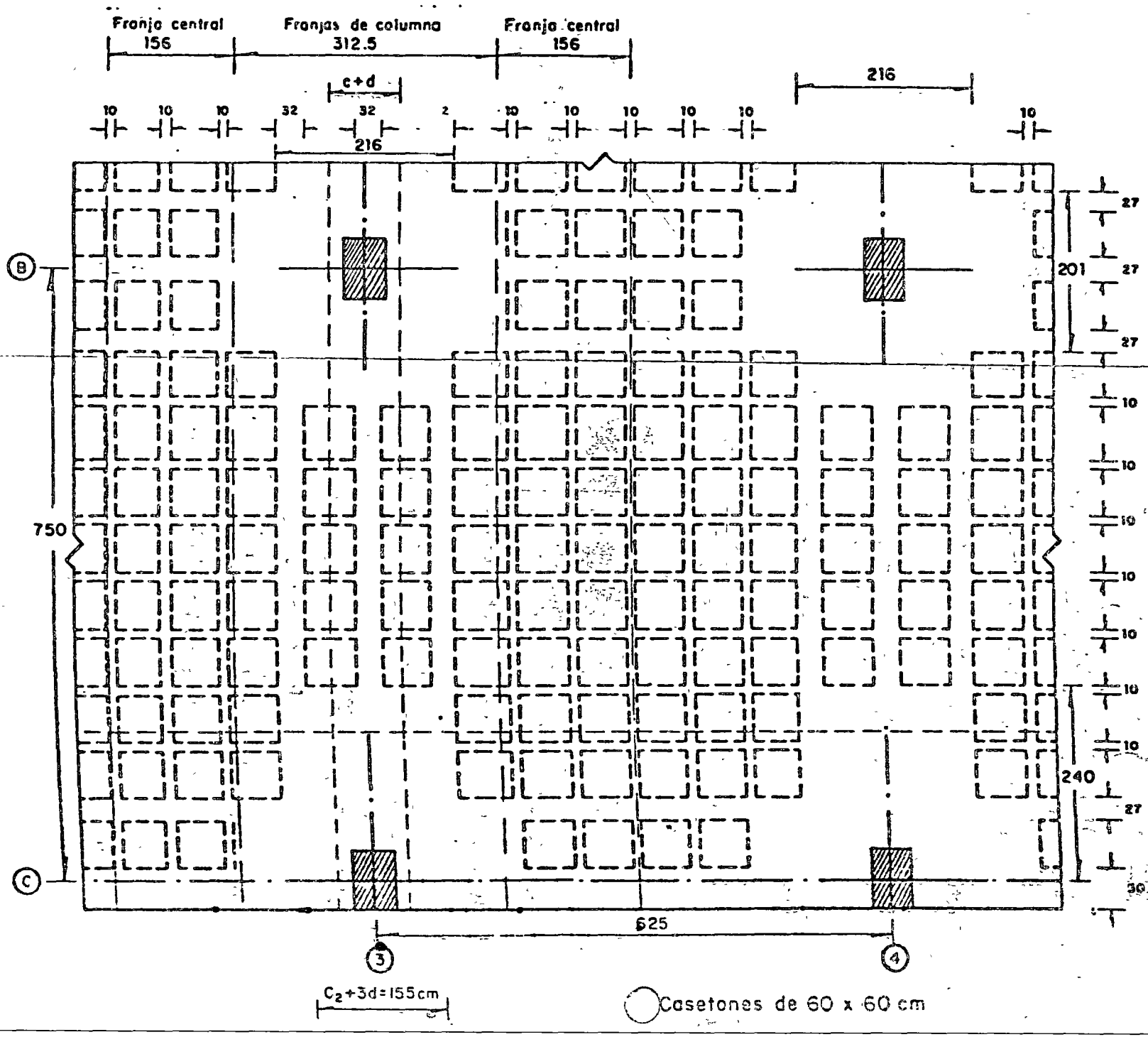
23.0
26.5
21.5
32.2*
29.15
23.65

-33.0 ton-m
-45.0
-20.5
-46.2
-49.5*
-22.55

* Momentos elegidos para diseño

EJEMPLO 23

h 12/18



Dimensionamiento por flexión en la sección crítica próxima al eje c

9 Momento que debe trasmitirse por flexión: (CM + CV + CA)

$$(1 - \alpha)\, M_U = (1 - 0.414)\, 61.9 = 0.586 \times 61.9 = 36.27 \text{ ton-m}$$

este momento debe trasmitirse por flexión en un ancho

$$c_2 + 3h = 50 + 3 \times 35 = 155 \text{ cm}$$

Cálculo del refuerzo (fig 2 de las Ayudas de Diseño)

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{36.27 \times 10^5}{155 \times 31.5^2} = 23.58 \text{ kg/cm}^2$$

$$p = 0.0069 \; ; \; A_s = 0.0069 \times 155 \times 31.5 = 33.7 \text{ cm}^2$$

usar 12 vars # 6 repartidas en un ancho de 155 cm centrado con respecto a la columna; al menos 6 de ellas deben anclarse dentro de la columna.

Refuerzo en la sección crítica por flexión

En franjas de columna:

10 $$0.75 \times 46.75 = 35.06 \text{ ton-m}$$

En franjas centrales:

$$0.25 \times 46.75 = 11.69 \text{ ton-m}$$

11 pero en la franja de ancho $c_2 + 3h$ ya se tomó un momento de 36.27 > 35.0 ton-m. La diferencia 46.75 - 36.27 se repartirá en proporción a los anchos de nervaduras no incluidas en el ancho $c_2 + 3h$

2 nervaduras de ancho 0.5 (216 - 155) = 30.5 cm

5 nervaduras de ancho = 10 cm

ancho para calcular el refuerzo:

$$2 \times 30.5 + 5 \times 10 = 61 + 50 = 111 \text{ cm}$$

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{(46.75 - 36.27) \times 10^5}{111 \times 31.5^2} = 9.51 \text{ kg/cm}^2$$

$p = 0.0027$

En cada nervadura de 30.5 cm: $A_s = 31.5\ 30.5 \times 0.0027 = 2.59 \text{ cm}^2$
usar 2 vars # 4

En cada nervadura de 10 cm: $A_s = 31.5 \times 10 \times 0.0027 = 0.8505 \text{ cm}^2$
usar una var # 4

Dimensionamiento para el momento positivo máximo en el claro C-B (M_U = 32.2 ton-m)

Franjas de columnas

$$M_U = 0.6 \times 32.2 = 19.32 \text{ ton-m}$$

Las franjas de columna incluyen tres nervaduras de 32 cm de ancho cuyo refuerzo se calculará suponiendo que son vigas rectangulares

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{19.32 \times 10^5}{3 \times 32 \times 31.5^2} = 20.28 \text{ kg/cm}^2$$

$p = 0.0058$

en cada nervadura $A_s = 0.0058 \times 32 \times 31.5 = 5.85\ cm^2$

usar dos vars # 6 en cada nervadura de las franjas de columna

La nervadura del eje de columnas lleva la tercera parte del refuerzo correspondiente a las franjas de columna, con lo que se cumple el requisito del último párrafo de 4.3.6 j.

Franjas centrales

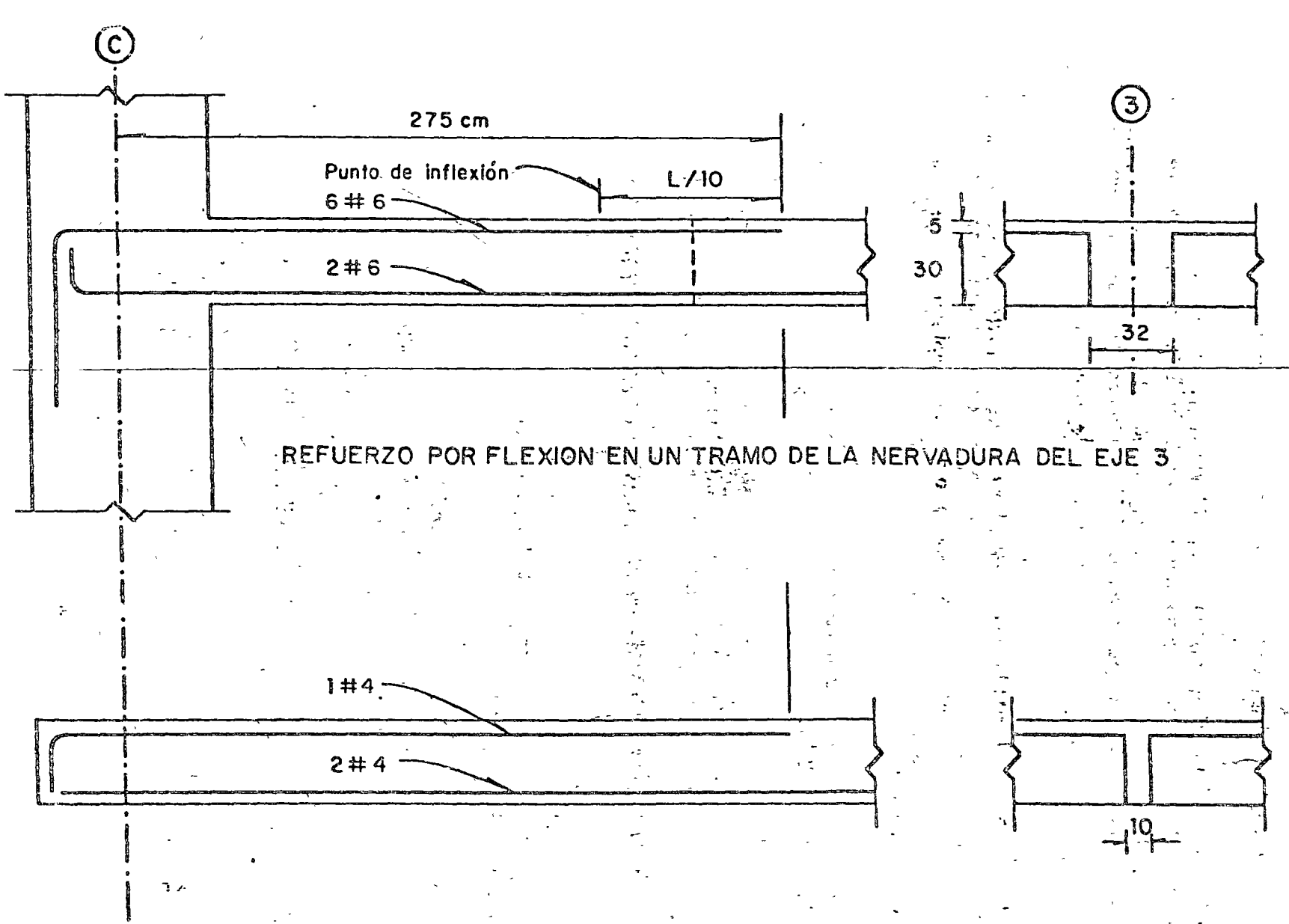
$$M_U = 0.4 \times 32.2 = 12.88\ ton\text{-}m$$

Las franjas centrales incluyen cinco nervaduras de 10 cm de ancho

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{12.88 \times 10^5}{50 \times 31.5^2} = 25.96\ ;\ p = 0.0077$$

En cada nervadura $A_s = 10 \times 31.5 \times 0.0077 = 2.42\ cm^2$

usar dos vars # 4 en cada nervadura de las franjas centrales



REFUERZO POR FLEXION EN UN TRAMO DE LA NERVADURA DEL EJE 3

REFUERZO POR FLEXION EN UN TRAMO DE UNA NERVADURA DE FRANJA CENTRAL

1. Se supone que el peralte se obtuvo de acuerdo con 4.3.6 h.

2. La revisión se efectúa de acuerdo con 2.1.5j y la fig 2.2. Por brevedad se ha omitido la revisión por fuerza cortante como viga ancha; esta condición no suele regir, pero sí hay que revisarla.

3. Estas fuerzas internas provienen del análisis de un marco corto interior. La idealización de la estructura en marcos ortogonales se realiza según 4.3.6 b).

4. Se despreció la excentricidad accidental.

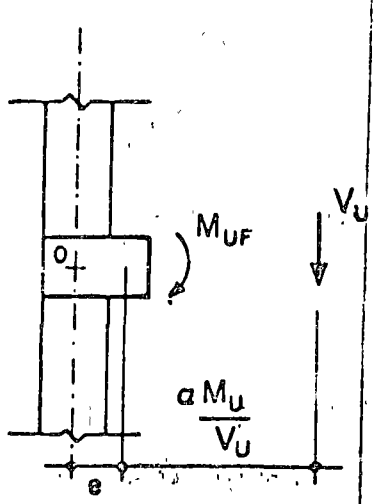
5. Se supone que en el análisis sísmico se usó un factor de ductilidad de 4, por lo que debe suministrarse un refuerzo transversal mínimo de acuerdo con el último párrafo de 2.1.5j. Este refuerzo mínimo es para mejorar la ductilidad de la unión losa-columna.

6. Se puede consultar, por ejemplo, la referencia siguiente:

   J. Di Stasio, Sr. y M. P. Van Buren, "Transfer of Bending Moment Between Flat Plate Floor and Column", ACI Journal septiembre 1960.

7. Es la ec 2.28 en la cual se ha sustituido $c_1 + d/2$ en lugar de $c_1 + d$.

8. En una unión de orilla se tienen las condiciones siguientes:



donde M_{UF} es la fracción de M_U que se trasmite por flexión en un ancho $c_2 + d$

$$M_o = 0$$

$$M_U = M_{UF} + M_{\ } + e\,V_U$$

9. Según 2.1.5 j.

10. De acuerdo con 4.3.6 d, las secciones críticas para flexión negativa son las de los paños de las columnas. El momento de 46.75 ton-m es el momento de diseño en la sección del paño de la columna 3C.

11. Cuando hay trasmisión importante de momento entre columna y losa, el dimensionamiento de las franjas de columna suele estar regido por la disposición de 2.1.5 j en el sentido de que la fracción de momento $1 - \alpha$ se trasmita por flexión en un ancho $c_2 + 3h$, y no por el requisito de que dichas franjas se dimensionen con el 75 por ciento del momento que actúa en la sección del paño de la columna (4.3.6 e). En cada caso deben revisarse ambas disposiciones y deben dimensionarse las franjas de columna con aquélla que conduzca a un refuerzo mayor.

12. Se ilustra el refuerzo por flexión de porciones de sólo dos nervaduras.

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DEL D. F.

DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS DE MARCOS PRINCIPALES

ING. FRANCISCO MORENO DERBEZ

SEPTIEMBRE, 1977

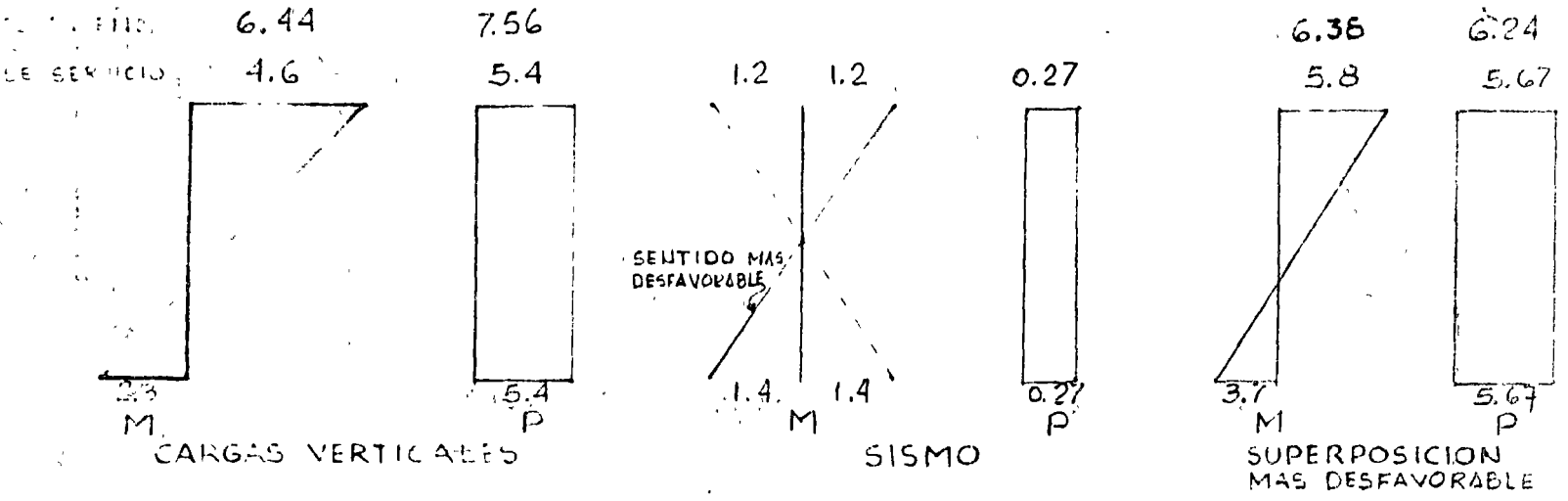
PALACIO DE MINERIA
Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.
Teléfonos: 521-30-95 y 513-27-95

DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

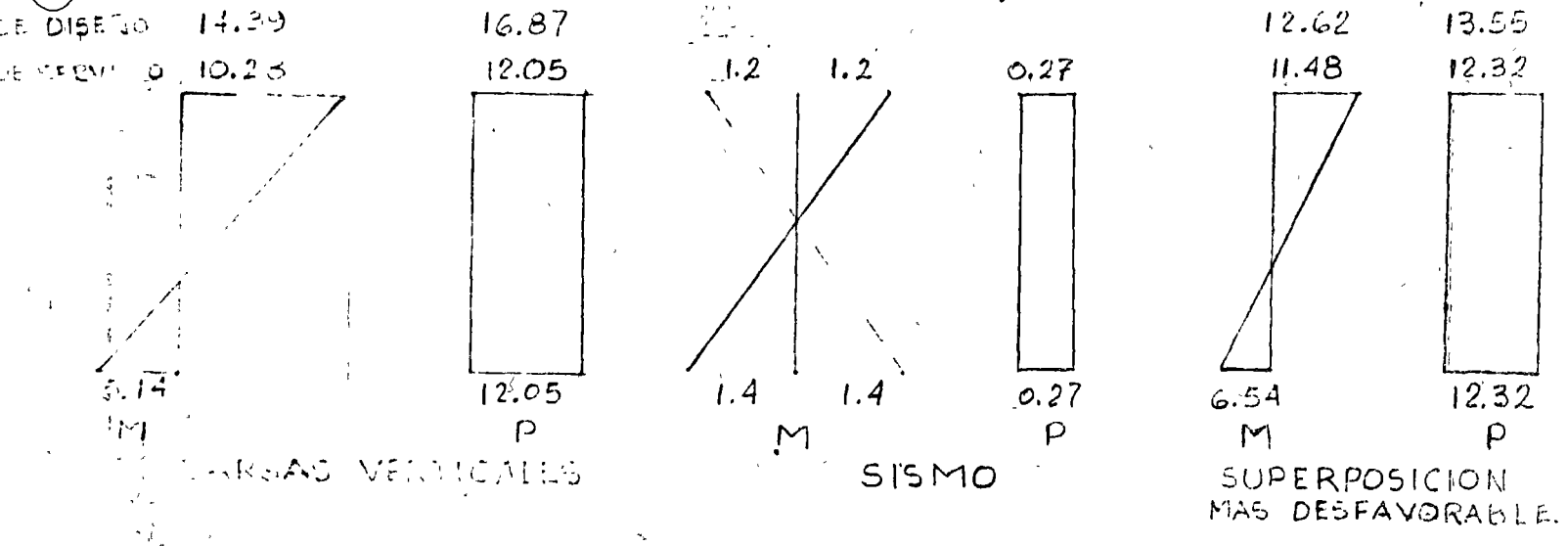
DE MARCOS PRINCIPALES

DIAGRAMAS DE MOMENTOS FLEXIONANTES Y CARGA AXIAL.

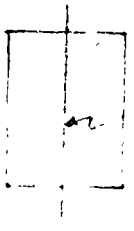
Marcos extremos sentido transversal cols. 1A, 2A, 1C y 2C



Marco central sentido transversal cols. 1B, 2B



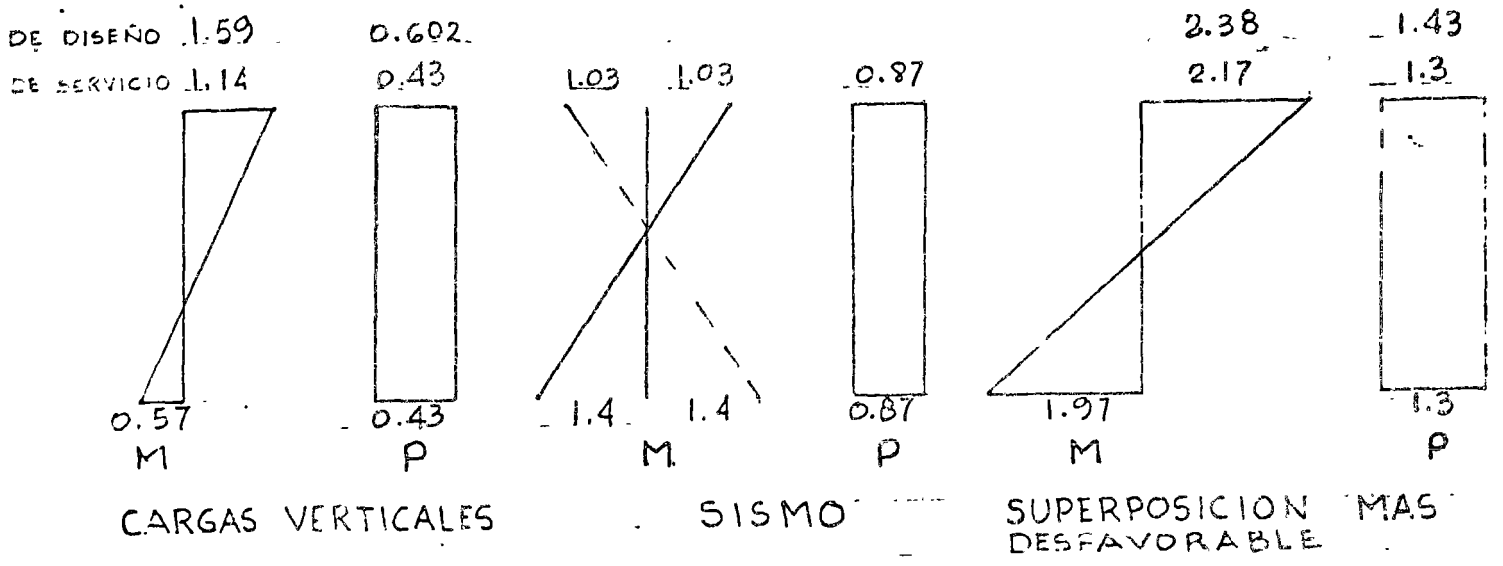
*** Todos los elementos mecánicos son de servicio.**



– PLANO DE FLEXION

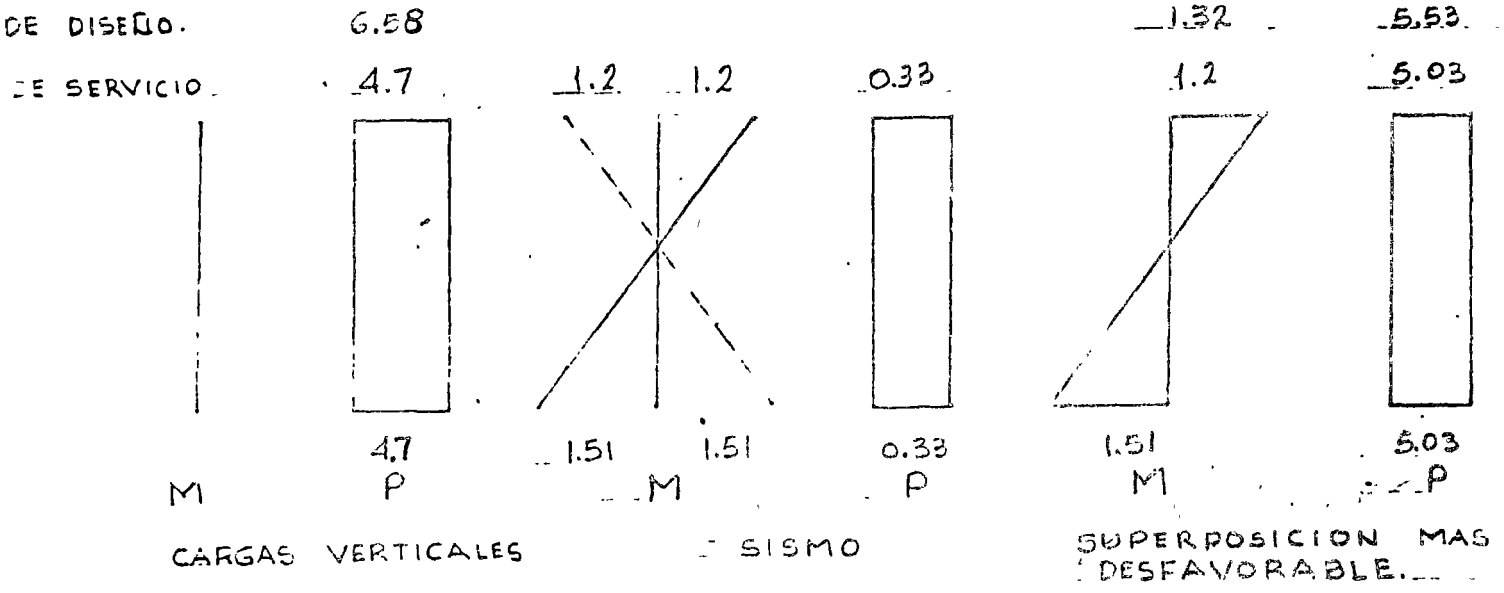
Marcos extremos columna extrema sentido largo.

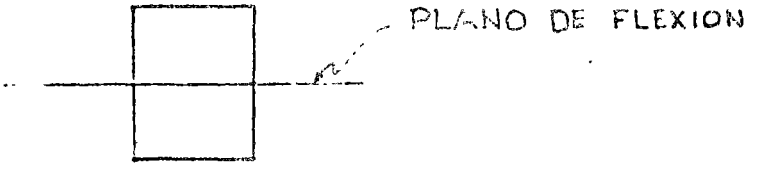
Cols. 1A, 1C, 2A y 2C



Marcos extremos columna central sentido largo.

Cols. 1B y 2B





Factores de carga:

Cargas verticales: F.C. = 1.4

Cargas de sismo: F.C. = 1.1

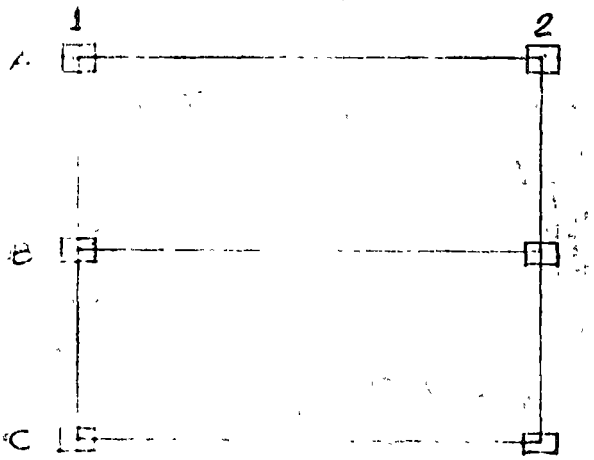
Factor de resistencia: F.R = 0.85 (1.6)

Se trata de miembros no restringidos lateralmente.

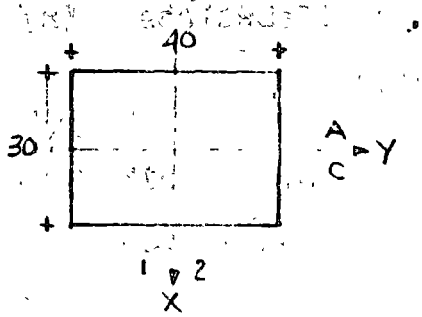
<u>Determinación de la altura efectiva de columna</u> (1.3.2)

H = 3.7 m en todas las columnas

Usando el nomograma de la figura 1.1a:



Columnas 1A, 2A, 1C y 2C



Sentido ejes numéricos (x)

Nudo superior

I/L Col = 400

I/L Trab = 788

ψ_A = 0.507

Nudo inferior

I/L Col = 400

I/L Trab = ∞

ψ_B = 0

K_x = 1.1

H^1_x = 407 cm

Sentido ejes alfabéticos (y)

Nudo superior

I/L Col = 222

I/L Trab = 130

$\Psi_A = 1.69$

Nudo Inferior

$\Psi_B = 0$

$K_y = 1.24$

$H'y = 458.8$ cm

Columnas 1B y 2B

Sentido ejes numéricos (x)

por simetría $K_x = 1.1$ $H'_x = 407$ cm

Sentido ejes alfabéticos (x)

Nudo superior

I/L Col = 222

Σ I/L Trab = 260

$\Psi_A = 0.854$

Nudo Inferior

$\Psi_B = 0$

$K_y = 1.13$

$H'y = 418.1$ cm

En todos los casos

$r_x = 0.3 \times 40 = 12$ cm

$r_y = 0.3 \times 30 = 9$ cm

Valores de H'/r :

COLUMNAS	X	Y
1A, 2A, 1C, 2C	33.92	50.97
1B 2B	33.92	46.45

En todos los casos $H'/r > 22$ ∴ Columnas esbeltas

OBTENCION DEL FACTOR DE AMPLIFICACION DE MOMENTOS.

En todas las columnas, la condición de carga que rige es cargas verticales en sentido "x" y carga de sismo en sentido "y"

Evaluación de la carga crítica

$$Pc = \frac{FR\,\pi^2 EI}{(H')^2}$$

$$EI = 0.4 \quad \frac{Ec\ Ig}{1 + u}$$

podemos tomar conservadoramente un valor de:

$$u = 450/500 = 0.9$$

en donde 450 es la carga muerta uniformemente repartida y 500 es la carga total.

$$Ec = 10000\sqrt{f'c} = 141\ 000\ kg/cm^2$$

$$Ig_x = 160000\ cm^4$$

$$Ig_y = 90000\ cm^4$$

$$(EI)_x = 0.4\ \frac{(141000)\ (160000)}{1.9} = 0.475 \times 10^{10}\ Kg\ cm^2$$

$$(EI)_y = 0.4\ \frac{(141000)\ (90000)}{1.9} = 0.267 \times 10^{10}\ Kg\ cm^2$$

$$(P_c)x = \frac{0.85\ (3.14)^2 (0.475 \times 10^{10})}{(H'x)^2} = \frac{3.512 \times 10^{10}}{(H'x)^2} = \frac{3.512 \times 10^{10}}{(H'x)^2}$$

$$Pcy = \frac{0.85\ (3.14)^2\ (0.267 \times 10^{10})}{(H'y)^2} = \frac{1.974 \times 10^{10}}{(H'y)^2}$$

COLUMNA	X-X		Y-Y	
	H'	Pc	H'	Pc
1A, 2A, 1C y 2C	407	213	458.8	93.7
1B y 2B	407	213	418.1	112.9

Pc en Kg $\times 10^3$

Se tiene por un lado que:

$$Fa = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma Pu}{\Sigma Pc}} \geq 1$$

en el sentido X :

$$\Sigma Pu = (7.56 \times 4) + (2 \times 16.87) = 63.98 \text{ Ton}$$

$$\Sigma Pc = 6 \times 213 = 1278 \text{ Ton}$$

$$Fax = \frac{1}{1 - \frac{63.98}{1278}} = 1.053 > 1 \quad \text{OK}$$

En el sentido y:

$$\Sigma Pu = (1.43 \times 4) + (5.33 \times 2) = 16.78 \text{ Ton}$$

$$\Sigma Pc = (93.7 \times 4) + (112.9 \times 2) = 600.6 \text{ Ton}$$

$$Fay \frac{1}{1 - \frac{16.78}{600.6}} = 1.028 > 1 \quad \text{OK}$$

Por otro lado se debe calcular Fa como si se tratara de columnas restringidas y se tomará el mayor, en ambos casos la carga crítica se conserva igual, por lo que:

Columnas 1A, 2A, 1C y 2C Sentido X

$$Cm = 0.6 \times 0.4 (1-0.5) = 0.4$$

$$Fa = \frac{0.4}{1 - \frac{7.56}{213}} = 0.414$$

Se estima que al igual que aquí, el factor de amplificación será menor que 1 para los demás casos, ya que es muy probable que el valor de Cm sea igualmente mucho menor que uno por lo que se omitirán los cálculos y se aceptará que rigen los factores encontrados antes.

Obtención del factor de amplificación de momentos por el procedimiento aproximado optativo (1.3.2.e)

$$Fa = 1 + \frac{Wu/h}{R/Q - 1.2\ Wu/h}$$

La rigidez se puede obtener por las fórmulas de Wilbur

$$R = \frac{48E}{h_1\left[\frac{4h_1}{\Sigma K_{c1}} + \frac{h_1 + h_2}{\Sigma K_{t1} + \frac{\Sigma K_{c1}}{2}}\right]}$$

$E = 10000\sqrt{f'c} = 141000\ Kg/m^2$

$h_1 = 400$ cm

$h_2 = 0$

Sentido transversal marcos cabeceros

$K_{c1} = 400$

$K_{t1} = 788$

$R = 6850$ Kg/cm

Sentido transversal marco central

$K_{c1} = 400$

$K_{f1} = 882$

$R = 6990$ Kg/cm

Sentido longitudinal

$K_{c1} = 225$

$K_{t1} = 130$

$R = 4560$ Kg/cm

Factores de amplificación:

Marcos transversales extremos:

$R = 6850$ Kg/cm

Q = 4

h = 400 cm

Wu = 17446 Kg

$$Fa = 1 + \frac{17446/400}{6850/4 - 1.2\ (17446/400)} = 1.026$$

Marco transversal central

R = 6990 Kg/cm

Q = 4

h = 400 cm

Wu = 26510 Kg

$$Fa = 1 + \frac{34890/400}{6990/4 - 1.2\ (34890/400)} = 1.053$$

Marcos longitudinales

R = 4560 Kg/cm

Q = 4

h = 400 cm

Wu = 34890 Kg

$$Fa = 1 + \frac{34890/400}{4560/4 - 1.2\ (34890/400)} = 1.084$$

Comparando valores:

Columnas	X		Y	
	Inc.d	Inc.e	Inc.d	Inc.e
1A, 2A, 1C y 2C	1.053	1.026	1.028	1.084
1B y 2B	1.053	1.053	1.028	1.084

OBTENCION DEL ACERO DE REFUERZO (2.1.3)

Para obtener los momentos amplificados se usarán los factores del inciso d.

Diseño de las Columnas 1B y 2B

Elementos Mecánicos (carga vertical)

$P = 12.05 + 4.70 + 1.15 = 17.90$ Ton.

$M_x = 10.28$ Ton-m.

$M_y = 0.0$

$F_a = 1.053$

$F_R = 0.85$

$F_c = 1.4$

$P_u = 17.90 \times 1.4 = 25.06$ Ton.

$M_u = 10.28 \times 1.4 \times 1.053 = 15.15$ Ton-m

$P_r = 25.06/0.85 = 29.50$ Ton

$M_r = 15.15/0.85 = 17.82$ Ton-m

$e = \frac{17.82}{29.50} = 0.60$; $e/t = 60/40 = 1.50$; $d/t = 35/40 = 0.90$

$R = \frac{17.82 \times 10^5}{30 \times 40^2 \times 136} = 0.273$

$q = 0.50$

$K = \frac{2950 \times 10^3}{30 \times 40 \times 136} = 0.180$

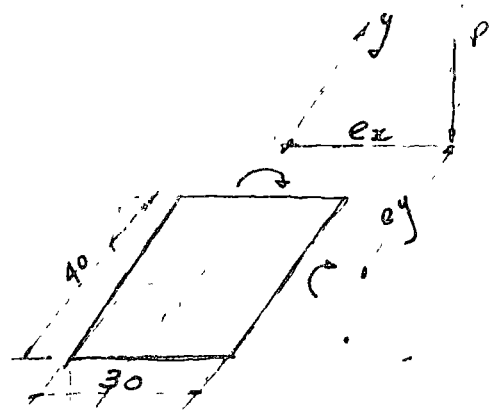
$A_s = 0.50 \times \frac{136}{4000} \times 30 \times 40 = 20.40 \text{ cm}^2$

con $8 \phi 3/4$ $A_s = 22.96 \text{ cm}^2$

$p = \frac{22.96}{30 \times 40} = 0.0191$ $p_{min} = 20/f_y = 0.005$ $p_{max} = 0.08$ (4.2.1)

$q = 0.0191 \times \frac{4000}{136} = 0.561$

Revisión usando la fórmula de Breiner, para la condición de CV+ sismo



Elementos Mecánicos

$P = 12.32 + 5.02 + 1.15 = 18.50$ Ton.

$M_x = 11.48$ Ton-m

$M_y = 1.20$ "

$FC = 1.1$

$P_u = 18.50 \times 1.1 = 20.35$ Ton $\qquad q = 0.561$

$M_{xu} = 11.48 \times 1.1 = 12.63$ Ton-m

$M_{yu} = 1.20 \times 1.1 = 1.32$ "

de la fig

$M_x = P_u \cdot e_y \therefore e_y = \frac{M_x}{P_u} = \frac{12.63}{20.35} = 0.62 = 62$ cm.

$M_y = P_u\, e_x \therefore e_x = \frac{M_y}{P_u} = \frac{1.32}{20.35} = 0.065 = 6.5$ cm

calculo de P_{ux}

$e_y = 62 \qquad e_y/t = 62/40 = 1.55 \qquad d/t = 0.90$

$K_x = 0.175 \therefore P_{ux} = 0.175 \times 30 \times 40 \times 136 = 28560$ kg

Calculo de P_{uy}

$e_x = 6.5 \quad , \quad e_x/t = 6.5/30 = 0.217 \quad , \quad d/t = 0.85$

$K_y = 1.04 \therefore P_{uy} = 1.04 \times 30 \times 40 \times 136 = 169728$ kg

$P_o = 1.561 \times 30 \times 40 \times 136 = 254755$ kg

$\frac{1}{P_u} = -\frac{1}{254755} + \frac{1}{28560} + \frac{1}{169728} \therefore P_u = 27041$ kg

$P_u = 27.041$ Ton

$P_u = 0.85\, P_R \qquad P_u = 22.98$ Ton > 20.35 O.k ✓

Acero Transversal.

Por cortante no hay problema en las columnas, por lo que se colocarán por especificación (4.2.2):

Separación máxima
$$\begin{cases} (850/\sqrt{fy})\phi L = 13.44 \times 1.91 = 25.60 \text{ cm} \\ 48\ \phi E^* = 48 \times 0.63 = 30.24 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

* Para cálculo del diámetro del estribo se especifica que la -- fuerza de fluencia del estribo no será mayor que dos centésimas de la fuerza de fluencia de la mayor barra o paquete longitudinal que restringe, por lo que:

$$F.F._L = 5.74 \times 4000 = 22960 \text{ Kg}$$

$$F.F._E = 0.02 \times 27400 = 459 \text{ Kg}$$

La fuerza de fluencia para varilla del #2 con fy = 2530 Kg/cm2 es:

$$FF_E = 0.32 \times 2530 = 809.6 \text{ Kg} \quad \text{OK}$$

por lo que quedarán estribos del #2 a cada 25 cm y se reducirán a la mitad arriba y abajo de la unión de la columna con las trabes de acuerdo a lo prescrito en 4.2.2.

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL

E S T R U C T U R A C I O N

Ing. Francisco Robles

Septiembre, 1977

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.

ESTRUCTURACION: RECOMENDACIONES GENERALES

- BUSCAR SENCILLEZ CONSTRUCTIVA
- REDUCIR A UN MINIMO EL NUMERO DE SECCIONES DIFERENTES
- EVITAR DISCONTINUIDADES ESTRUCTURALES (LAM 1)
- EVITAR PLANTAS IRREGULARES (LAM 2)
- USAR JUNTAS CON PRECAUCION
- TENDER A ESTRUCTURAS DUCTILES

SISTEMAS ESTRUCTURALES

SISTEMAS DE CONCRETO (LAM 3) (LAM 3')

- LOSAS Y COLUMNAS
- LOSAS Y MUROS DE CONCRETO
- LOSAS, COLUMNAS Y MUROS DE CONCRETO

SISTEMAS MIXTOS DE CONCRETO Y MAMPOSTERIA (LAM 4)

- LOSAS SOBRE MUROS DE MAMPOSTERIA
- MARCOS DE CONCRETO CON RELLENO DE MAMPOSTERIA

- COLUMNAS DE ACERO RELLENAS DE CONCRETO
- COLUMNAS DE ACERO FORRADAS DE CONCRETO

} LAM 5

- VIGAS DE SECCION COMPUESTA (LAM 6)
- LOSAS DE SECCION COMPUESTA (LAM 7)
- ESTRUCTURA DE ACERO Y NUCLEO DE CONCRETO. (LAM 8)
- COLS. ACERO Y LOSA CONCRETO (LAM 9)
- ESTRUCTURA DE ACERO Y FACHADA DE CONCRETO

RECOMENDACIONES SOBRE DISPOSICION DE MUROS DE CORTANTE

PROCURAR UTILIZAR POR LO MENOS TRES MUROS, COMO EN EL DETALLE (a) DE LA LAM 3'.

PREFERIBLEMENTE UTILIZAR DOS MUROS PARALELOS EN CADA SENTIDO, LO MAS DISTANTES QUE SEA POSIBLE (DETALLE (b) DE LA LAM 3')

EVITAR EXCENTRICIDADES FUERTES ENTRE CENTRO DE GRAVEDAD DE RIGIDECES Y CENTRO DE GRAVEDAD DE FUERZAS HORIZONTALES.

SISTEMAS DE PISO

- LOSAS PLANAS (LAM 10)
  - MACIZAS
  - ALIGERADAS
- VIGAS Y LOSAS (LAM 11)

¿CONCRETO COLADO EN EL LUGAR O CONCRETO PREFABRICADO?

CONDICIONES PARA PREFABRICACION

- VOLUMEN
- ESTANDARIZACION
- MANO DE OBRA ESCASA O CARA

LAS CONEXIONES
ESTRUCTURACION

PERSPECTIVAS DE LA PREFABRICACION EN MEXICO

- VIVIENDA (SOLUCIONES MIXTAS, CON MAMPOSTERIA)
- NAVES INDUSTRIALES
- PUENTES DE CLAROS PEQUEÑOS Y MEDIANOS.
- ALCANTARILLAS

¿PRESFUERZO TOTAL, PARCIAL O NULO?

VENTAJAS PRESFUERZO

- CLAROS GRANDES
- AHORRO ACERO

REQUISITOS DE DUCTILIDAD

Según el Artículo 235 del Título IV del Reglamento, el coeficiente sísmico puede reducirse dividiendo por un factor Q', que depende del factor de ductilidad Q. (En muchos casos Q' = Q.) Este factor es una medida de la ductilidad del edificio analizado. Puede ser diferente en las dos direcciones ortogonales según las características estructurales.

Para escoger el valor de Q deben seguirse las indicaciones de la tabla que se proporciona en el Artículo 235. Se distinguen cinco casos que se comentan a continuación.

<u>Caso 1</u>. (Estructuración tipo 1*).

$\boxed{Q=6}$

La resistencia es suministrada en todos los niveles exclusivamente por marcos no contraventeados de concreto reforzado. Además, deben

---

* Ver Artículo 233 para la descripción de los tipos de estructuración.

cumplirse las siguientes condiciones:

i) Las columnas deben estar zunchadas con refuerzo en espiral que cumpla con los requisitos de la NTC 4.2.3 o con estribos que tengan un efecto equivalente. (Esto último se logra respetando las recomendaciones para articulaciones plásticas que se comentan más abajo.

ii) Se usa un factor de carga de 1.4 en lugar de 1.1 (como lo permite el artículo 220 cuando se consideran cargas ~~ad~~ accidentales) para revisar formas de falla frágil.

iii) Se satisfacen las limitaciones fijadas para articulaciones plásticas en la NTC 4.7, en todos los extremos de trabes y columnas y donde se formarán estas articulaciones para que cada marco alcance un mecanismo de colapso. (Los requisitos de ~~[illegible]~~ las articulaciones plásticas se comentan más abajo.)

iv) El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso (resistencia de diseño calculada, tomando en cuenta todos los elementos que pueden

contribuir a la resistencia) entre la acción de diseño, no diferirá en más de 20% del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos.

Caso 2. (Estructuración tipo 1) $\boxed{Q=4}$

Resistencia suministrada en todos los niveles exclusivamente por muros no contraventeados de concreto, así como por muros contraventeados o con muros de concreto, en los que la capacidad de los muros sin contar muros o contravientos sea cuando menos el 25% del total. El cociente mencionado en el Caso 2, no diferirá en más del 35%.

Caso 3. (Estructuración tipo 1) $\boxed{Q=2}$

Marcos o muros que no cumplan lo especificado en los casos 1 y 2 por muros de mampostería de piezas macizas confinados por elementos de concreto.

Caso 4. (Estructuración tipo 1) $\boxed{Q=1.5}$

Muros de mampostería de piezas huecas o combinación de estos muros con los elementos descritos para los casos 1 a 3.

Caso 5.- (Estructuración tipo 1 a 4) $\boxed{Q=1}$

Otro tipo de elementos resistentes a fuerzas ~~sísmicas~~ horizontales.

$\boxed{\text{ARTICULACIONES PLASTICAS}}$

(NTC 4.7)

(LAM 12)

(LAM 13)

(LAM 14)

EDIFICIOS ALTOS DE CONCRETO REFORZADO

¿QUÉ ES UN EDIFICIO ALTO?

¿PARA QUÉ UN EDIFICIO ALTO?

SITUACION OPTIMA

EL SISTEMA ESTRUCTURAL NECESARIO PARA RESISTIR CARGAS VERTICALES PUEDE RESISTIR TAMBIÉN LAS FUERZAS HORIZONTALES.

FORMAS CONVENIENTES

(LAM 15)

SISTEMAS ESTRUCTURALES

a) Losa plana. - Poca rigidez. Problemas de ahuecar. Económico para edificios relativamente bajos.

b) Trabes y losas. - Mayor rigidez que para edificios de losas planas. No económico para alturas grandes.

c) Estructuras con muros de cortante. Alturas mayores que a) y b).

d) Estructuras de núcleo (LAM 16)

e) Estructuras de tubo (LAM 16)

f) Estructuras de tubo en tubo (LAM 16)

EDIFICIOS EN MEXICO (LAM 17).

ALTURAS POSIBLES

One Shell Plaza Building
Houston, Texas
714' — 52 pisos

Lake Point Tower, Chicago
70 pisos

LOS EDIFICIOS ALTOS DE CONCRETO EN EL FUTURO

Concreto ligero
Prefabricado
Estructuración

EL EDIFICIO ALTO COMO MONTAÑA

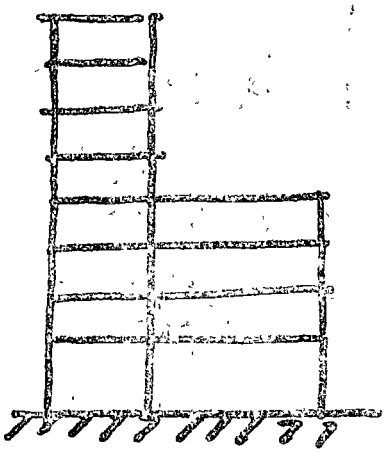
(LAM 18)

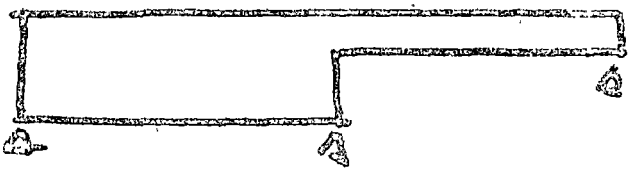
REFERENCIA

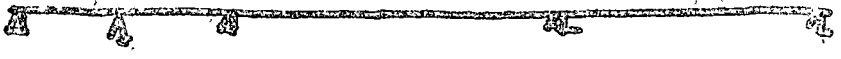
"Planning and Design of Tall Buildings", ASCE, New York, 1979.

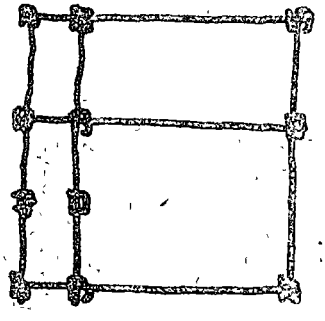
M. Fintel, "Handbook of Concrete Engineering", Van Nostrand, New York, 1974.

LAM 1



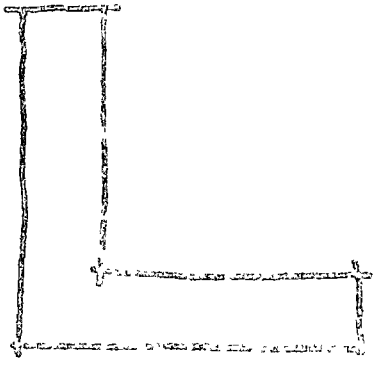


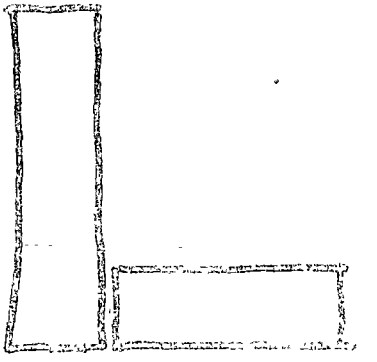




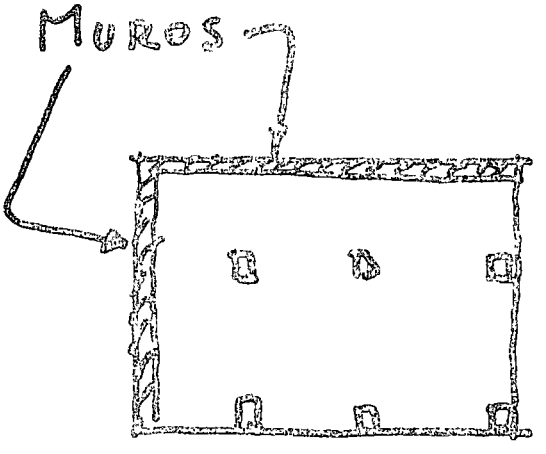
EJEMPLOS
DE
DISCONTINUIDAD
ESTRUCTURAL

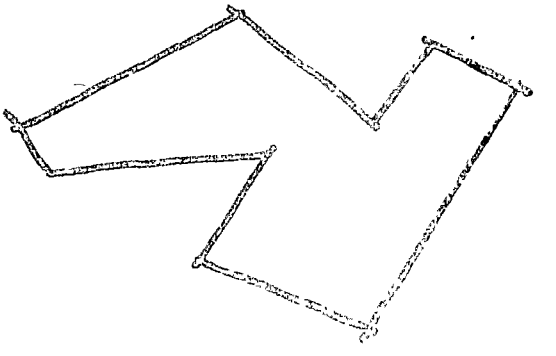
LAM 2





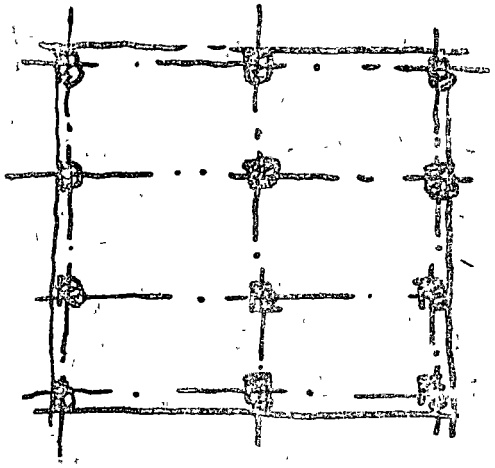
ALTERNATIVA CON JUNTA



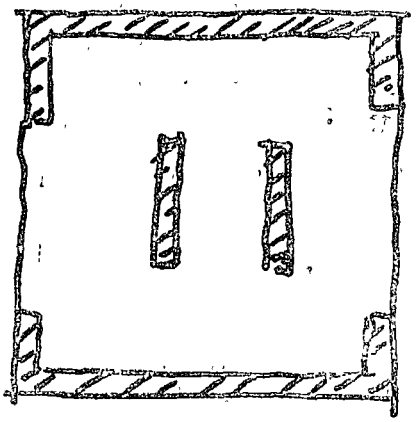


PLANTAS IRREGULARES

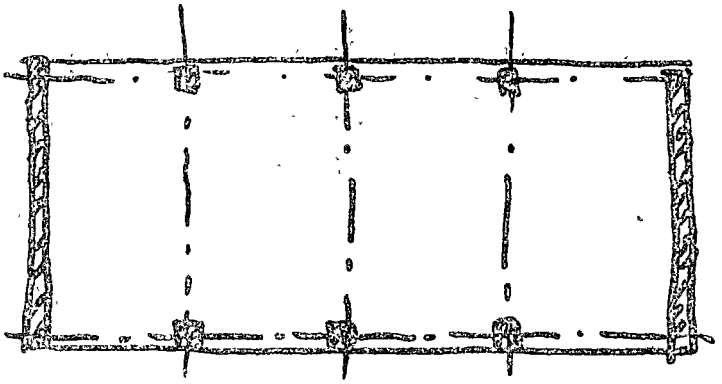
LAM 3



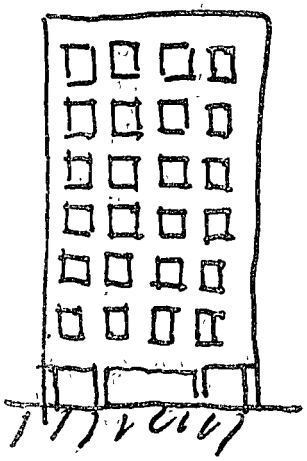
LOSA Y COLUMNAS



MUROS Y LOSA



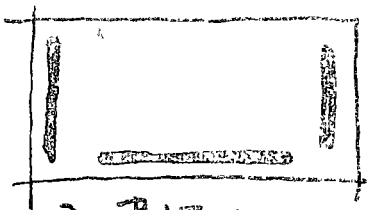
LOSA, MUROS Y COLUMNAS



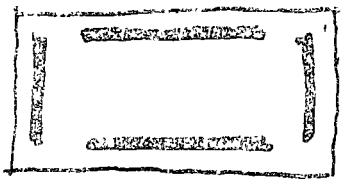
FACHADA DE CONCRETO

SISTEMAS ESTRUCTURALES DE CONCRETO

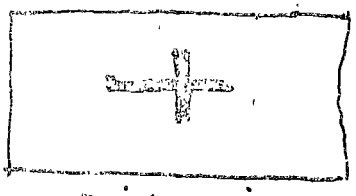
LAM 3'



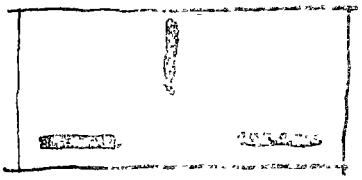
a) BIEN



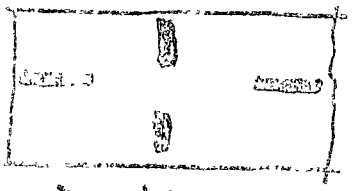
b) BIEN



c) MAL

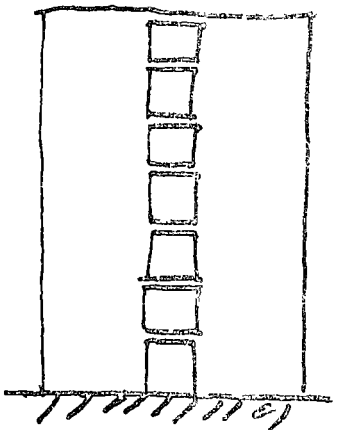


d) MAL

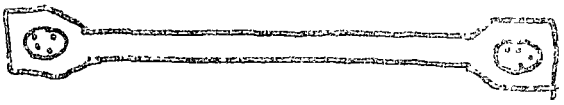


e) MAL

DISPOSICION DE MUROS DE CORTANTE



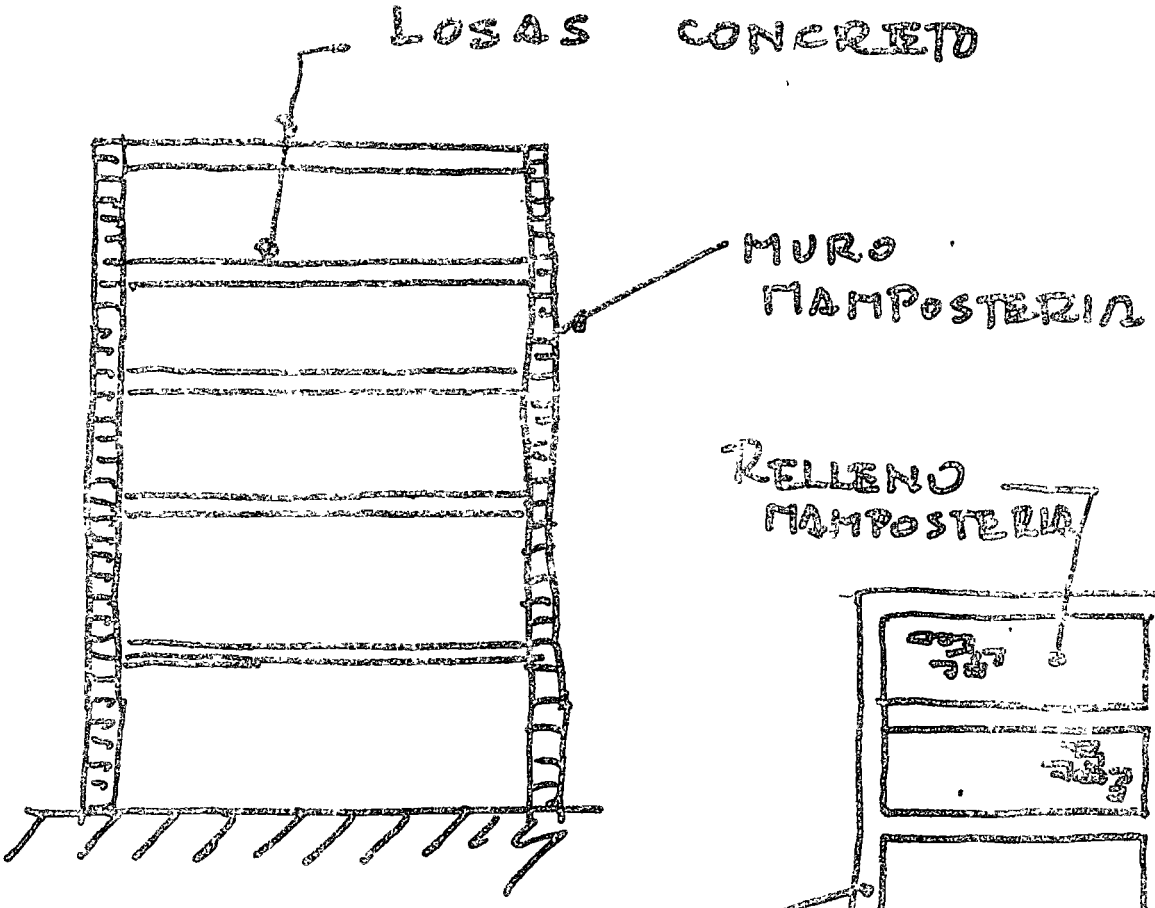
MUROS DE CORTANTE ACOPLADOS

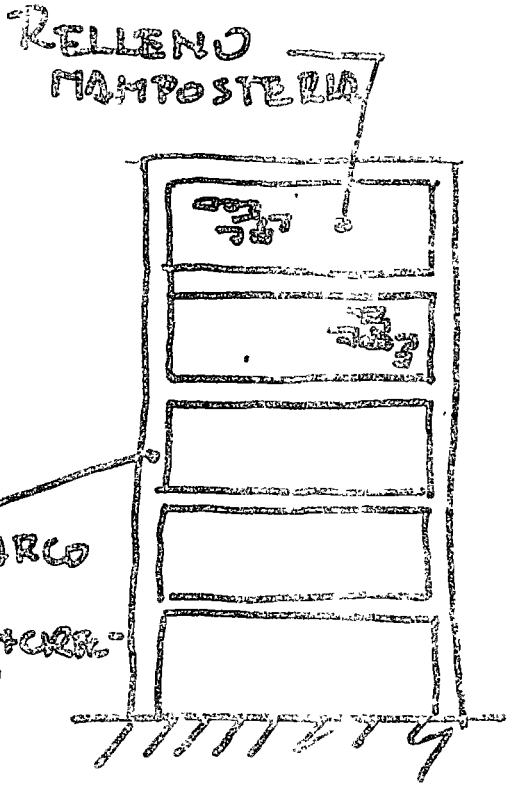


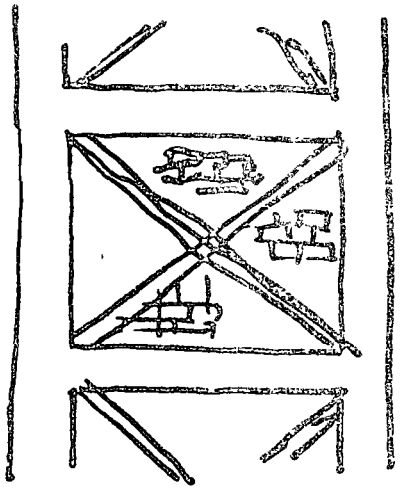
MURO DE CORTANTE CON REFUERZO ZUNCHADO EN LOS EXTREMOS

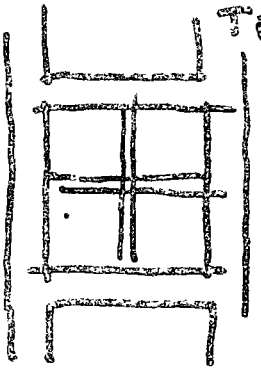
MUROS DE CORTANTE

LAM 4









REFUERZO DE MUROS DE RELLENO CON TALAS Y CASTILLOS

ESTRUCTURAS MIXTAS DE CONCRETO Y MAMPOSTERIA

centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL

E S T R U C T U R A C I O N

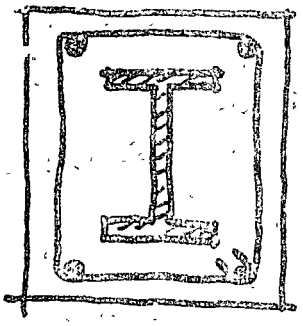
(Continuación)

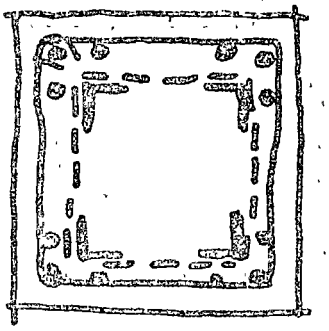
Ing. Francisco Robles

Septiembre, 1977

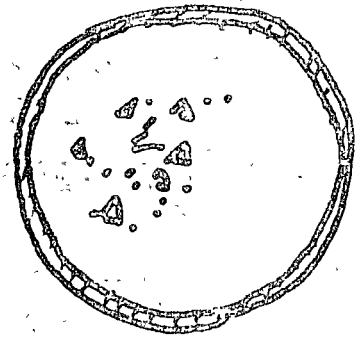
Palacio de Minería Calle de Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.

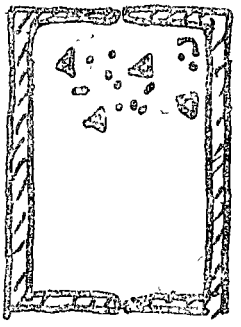
LAM 5





PERFILES DE ACERO
ROPEADOS DE CONCRETO

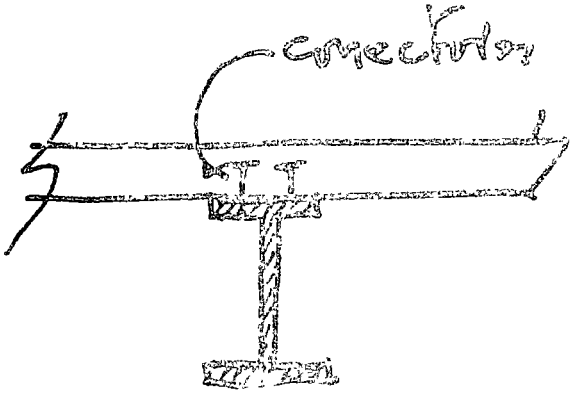


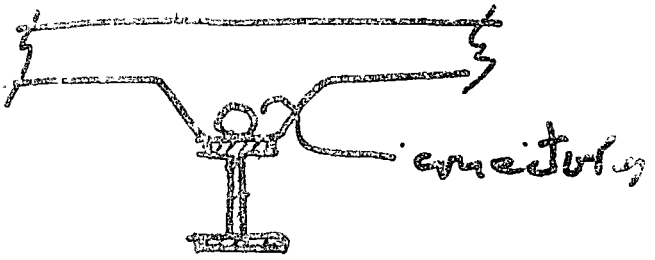


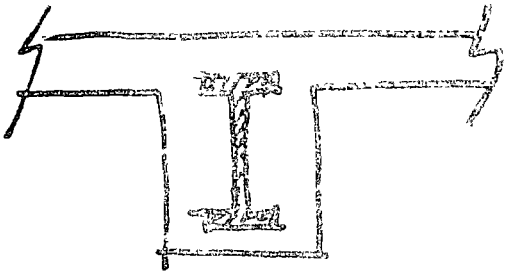
COLUMNAS TUBULARES
DE ACERO RELLENAS
DE CONCRETO

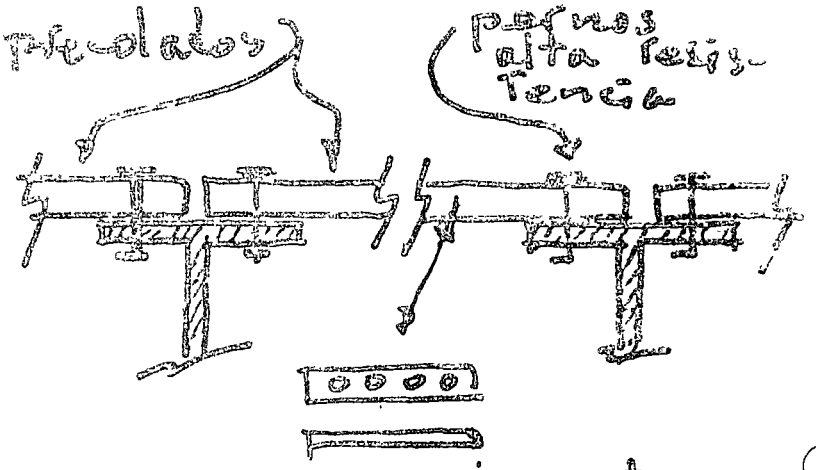
SISTEMAS MIXTOS
DE ACERO Y
CONCRETO:
COLUMNAS

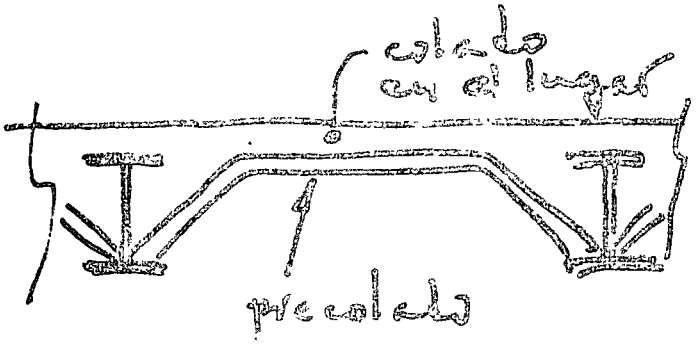
LAM 6

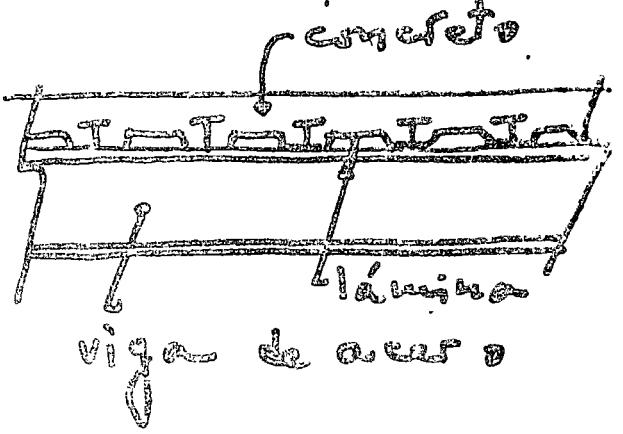


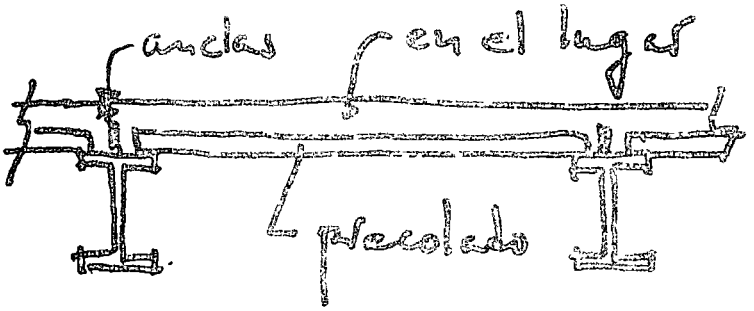




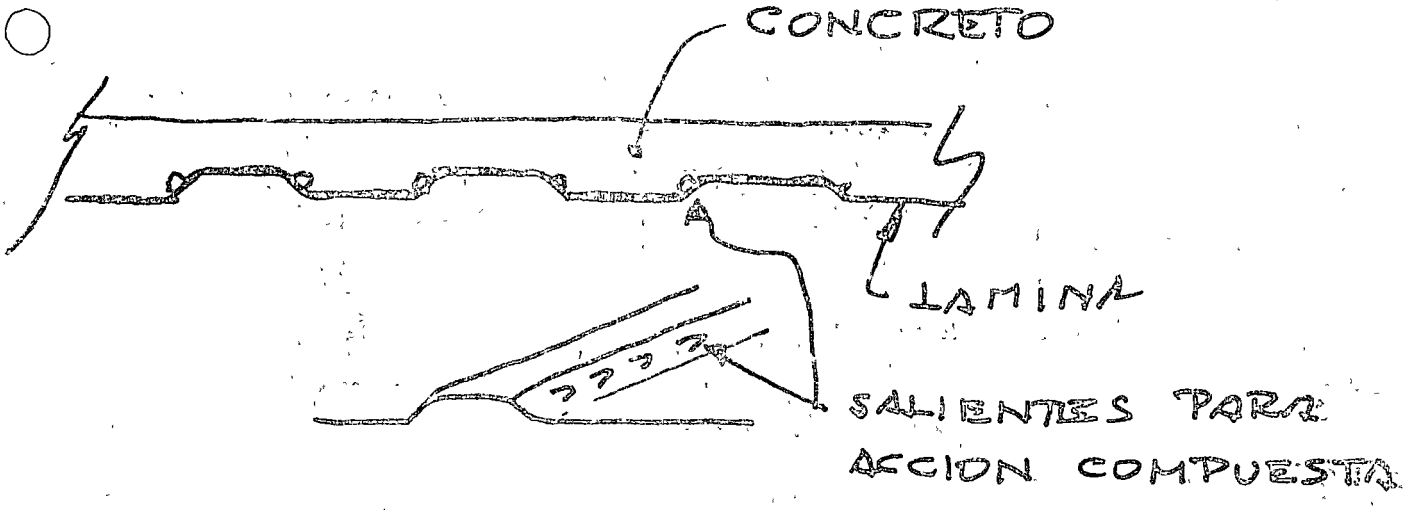


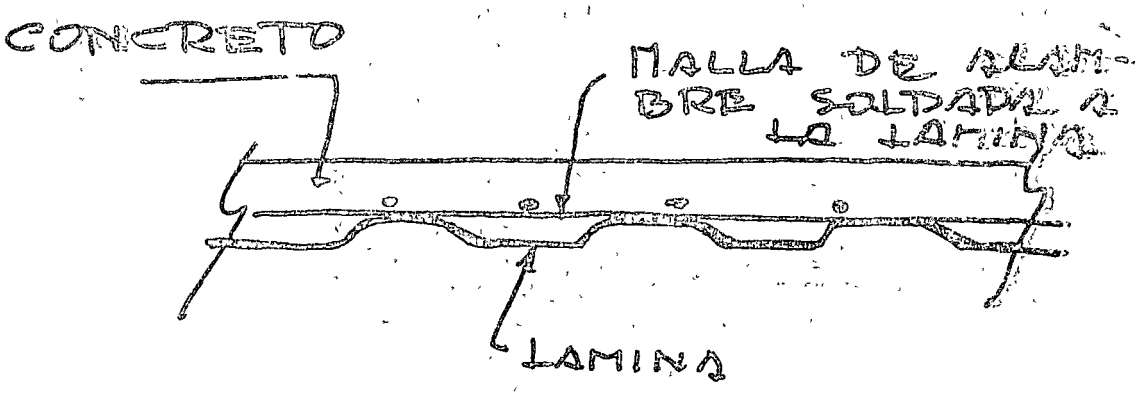






SISTEMAS MIXTOS DE ACERO Y CONCRETO: VIGAS

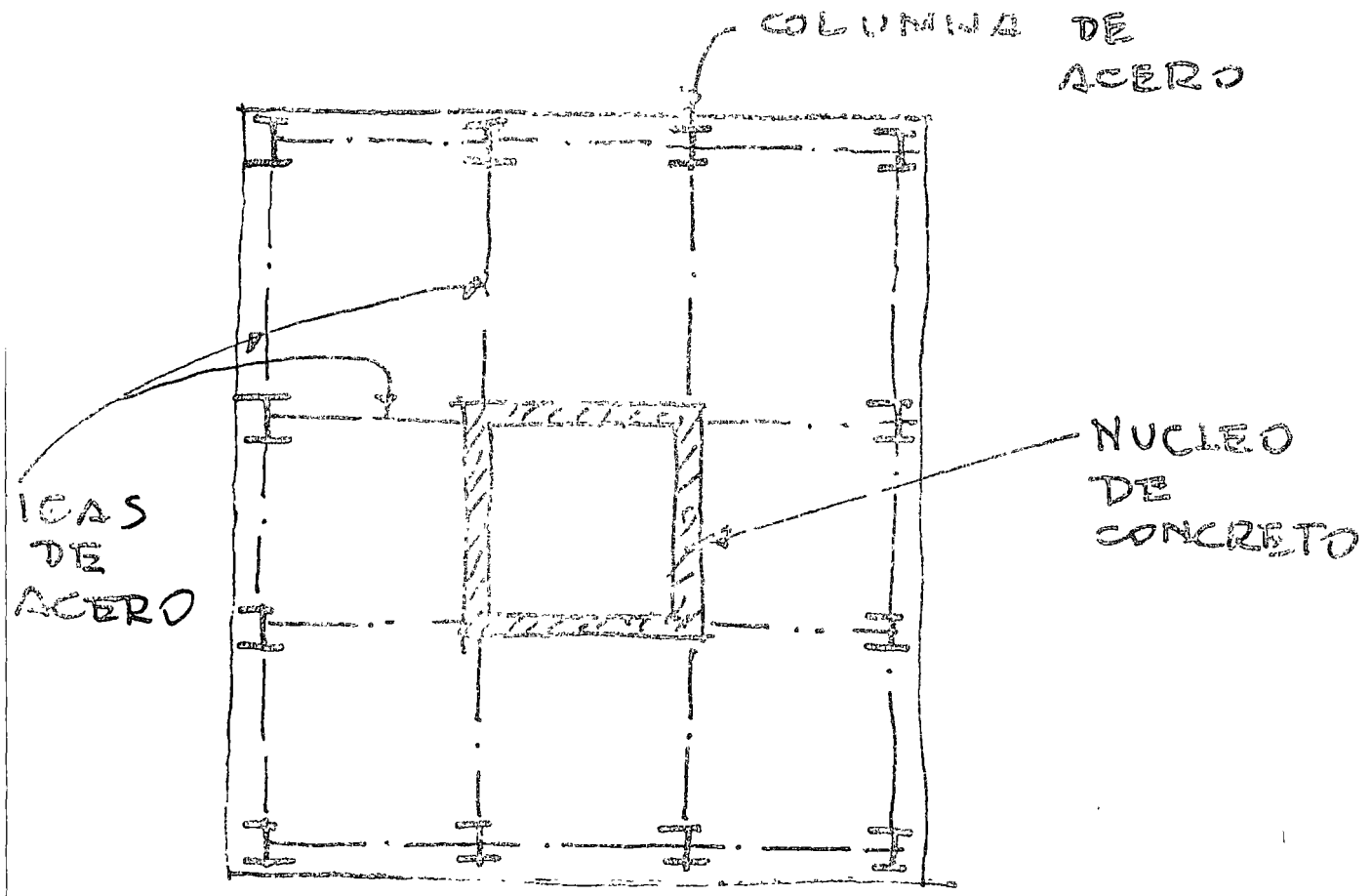




SISTEMAS MIXTOS DE ACERO Y CONCRETO:

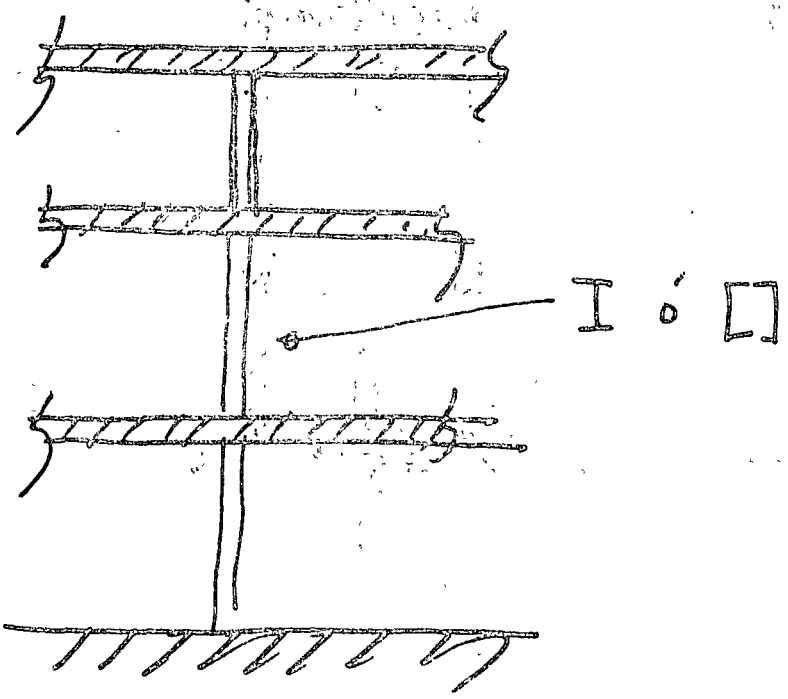
LOSAS

LAM (8)



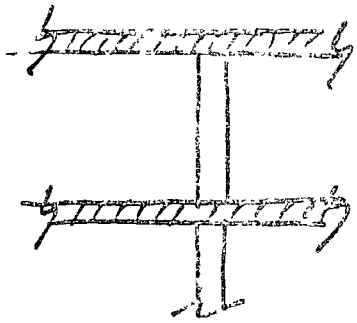
SISTEMAS MIXTOS DE ACERO Y CONCRETO: ESTRUCTURA DE ACERO Y NUCLEO DE CONCRETO

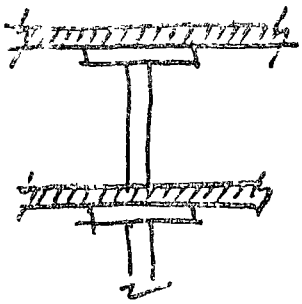
LAM 9

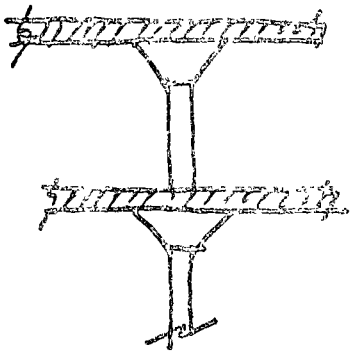


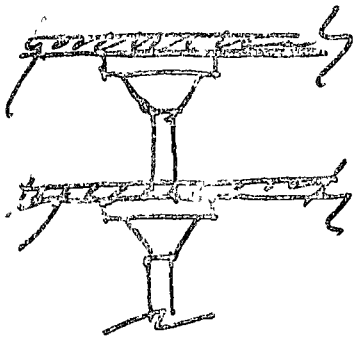
SISTEMAS MIXTOS DE ACERO Y CONCRETO: COLUMNAS DE ACERO Y LOSA DE CONCRETO

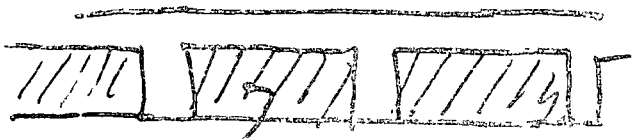
LAM (10)



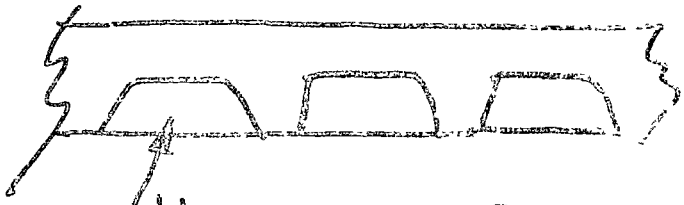




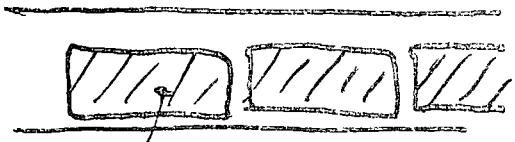




CASETONES DE BLOCK



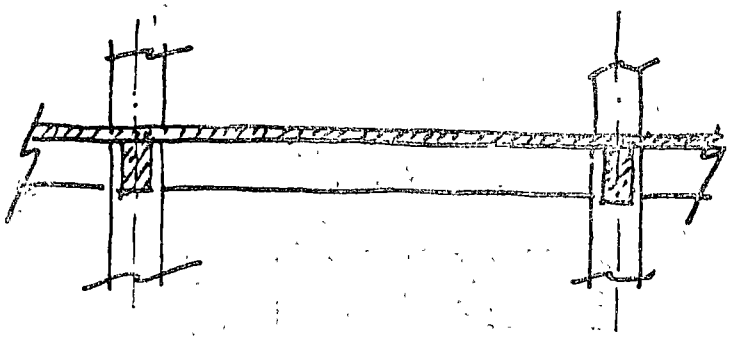
HUECOS FORMADOS CON ELEMENTOS RECTANGULARES DE PLASTICO.

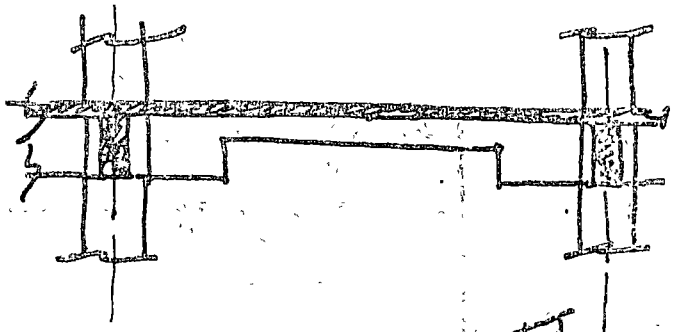


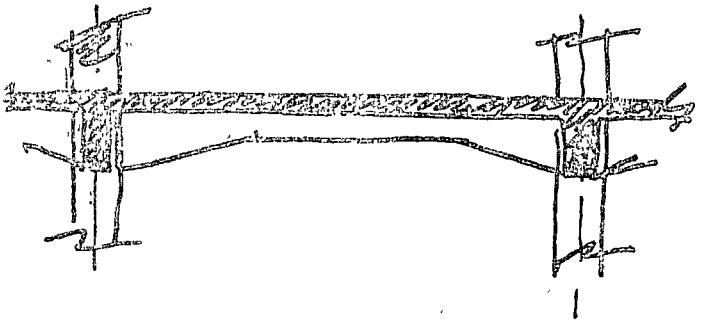
BLQUES DE POLIURETANO

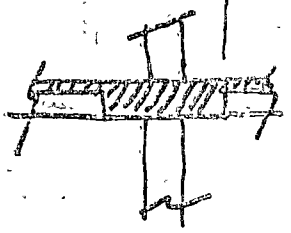
LOSAS PLANAS

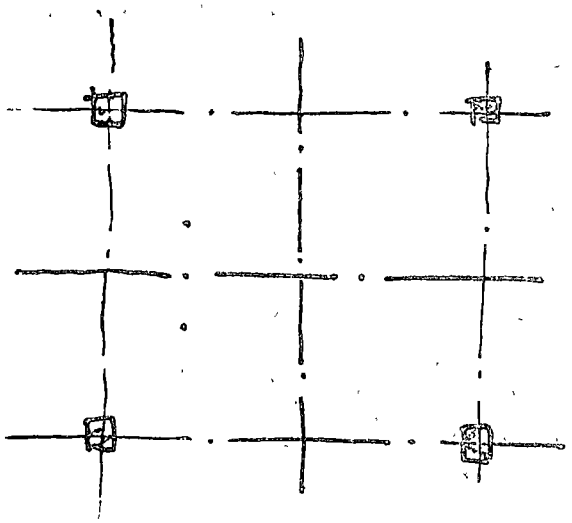
LAM (11)

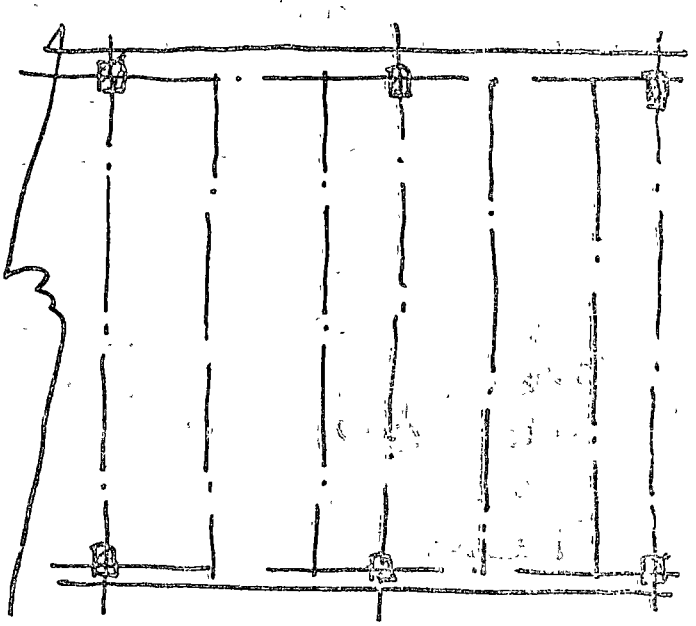


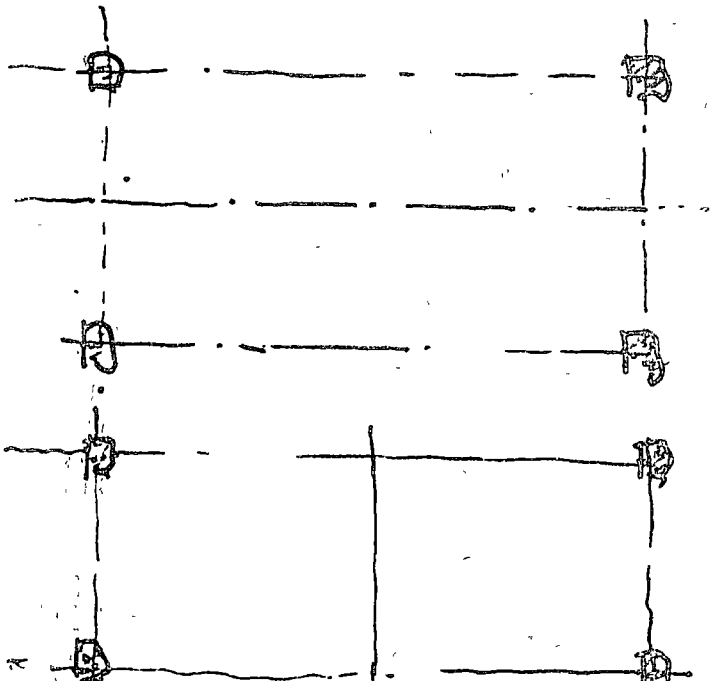






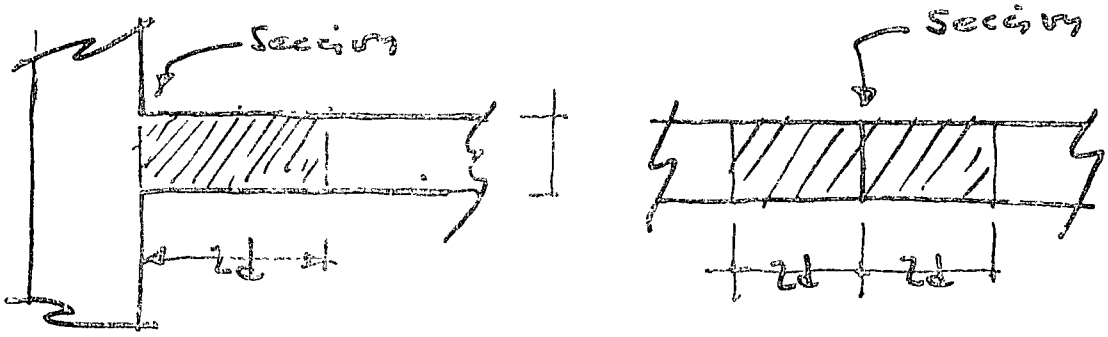






SISTEMAS DE PISO DE TRABES Y LOSAS

AMPLITUD ARTICULACIONES PLASTICAS



EN ESTRUCTURAS DE COLS. Y TRABES, PROCURAR QUE LAS ARTICULACIONES PLASTICAS SE FORMEN EN LAS VIGAS

F.S. EN FLEXION FUERA DE LAS ZONAS DE ART. PLASTICAS DEBE SER NO MENOR DE 1.1 EL QUE SE TIENE DENTRO DE LAS ZONAS DE ARTICULACION PLASTICA

ARTICULACIONES PLASTICAS

a)

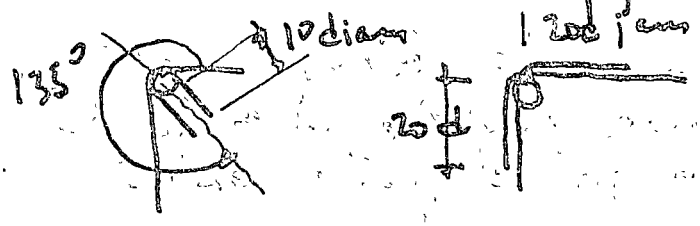
$f_y \leq 4200\ kg/cm^2$

$f'_c \geq 200\ kg/cm^2$

b) $p \leq 0.75\, p_b$

c) No interrumpir ni doblar barras

d) Estribos serán anillos cerrados normales al eje



(NTC 3.1.3)

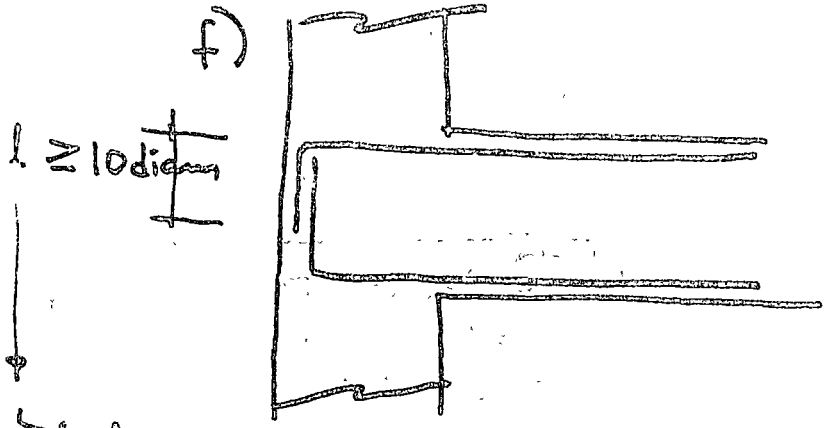
e)

$s \leq 0.25d$ en vigas

$s \leq 10\ cm$ en columnas

} Además NTC 4.2.2

f)



$l \geq 1.5\, L_d$ (NTC 3.1.1-c)

REQUISITOS ARTICULACIONES PLASTICAS

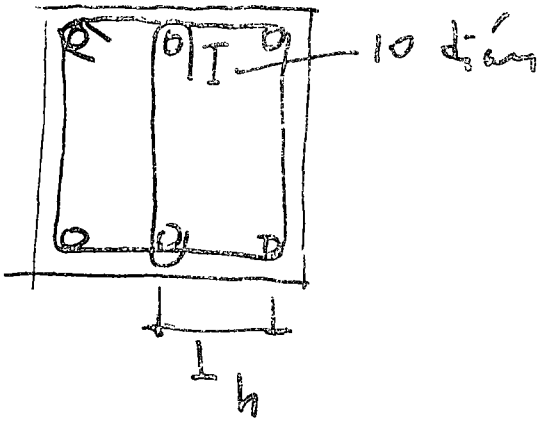
g) COL. ZUNCHADAS

$$\left.\begin{aligned} \rho' &\leq 0.45\left(\frac{A_g}{A_c}-1\right)\frac{f'_c}{f_y} \\ \rho' &\leq 0.12\,\frac{f'_c}{f_y} \end{aligned}\right\} \text{NTC } 4.2.3$$

COL. ESTRIBADAS

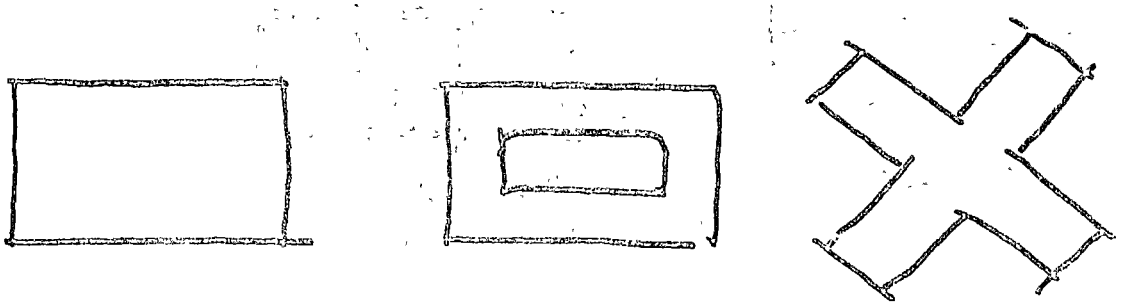
$$A_{sh} = \frac{L_h \rho' s_h}{2} \qquad (4.8)$$

ρ' se obtiene de las fórmulas anteriores sustituyendo por A_c el área del núcleo hasta el paño exterior estribo.



REQUISITOS ARTICULACIONES PLASTICAS (cont)

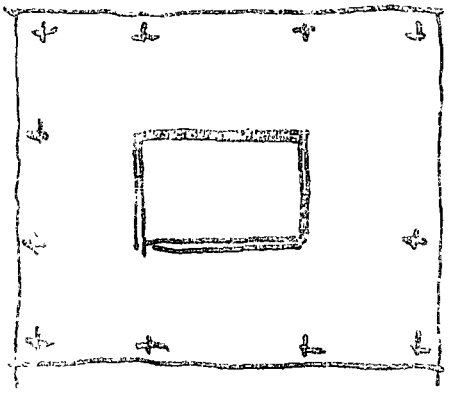
FORMAS CONVENIENTES



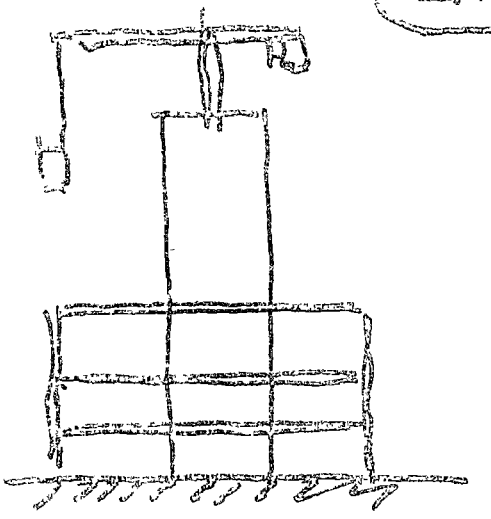
Evitar plantas excesivamente alargadas

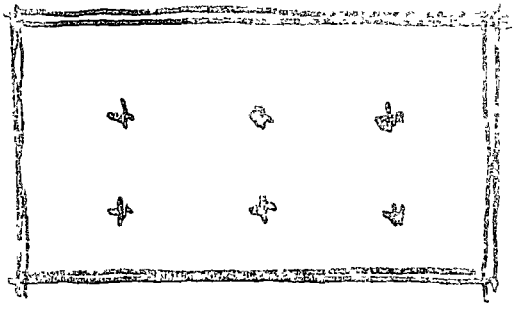
EDIFICIOS ALTOS DE CONCRETO REFORZADO

LAM (16)



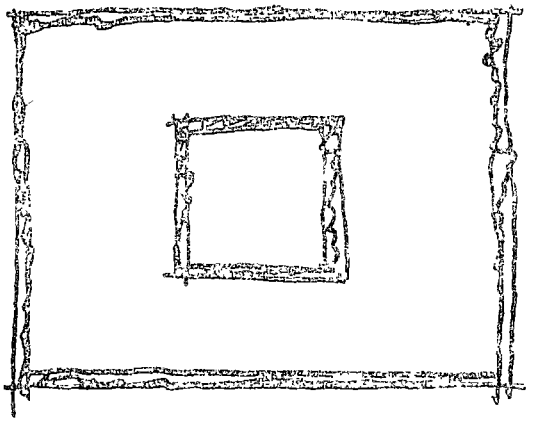
NUCLEO RIGIDO

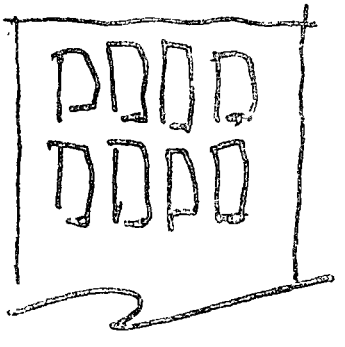




TUBO

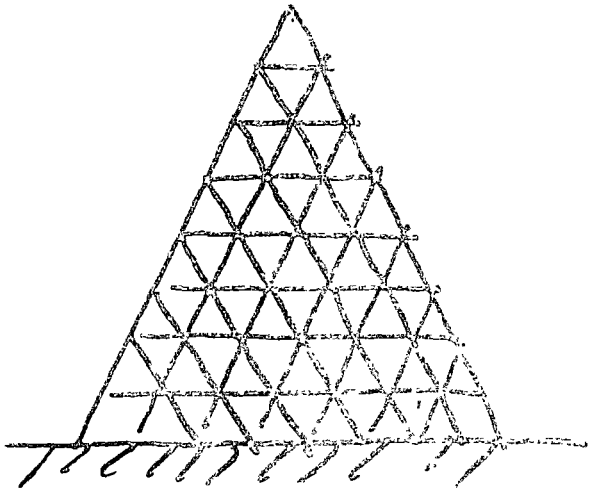
TUBO EN TUBO



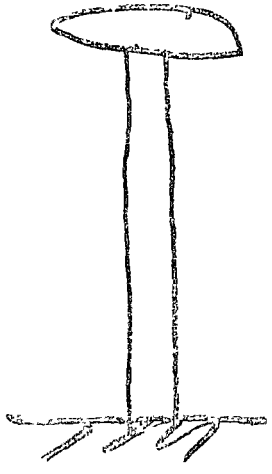


EDIFICIOS ALTOS (Cont.)

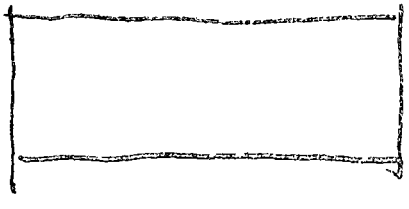
LAM 17



NONOALCO
(25 pisos)

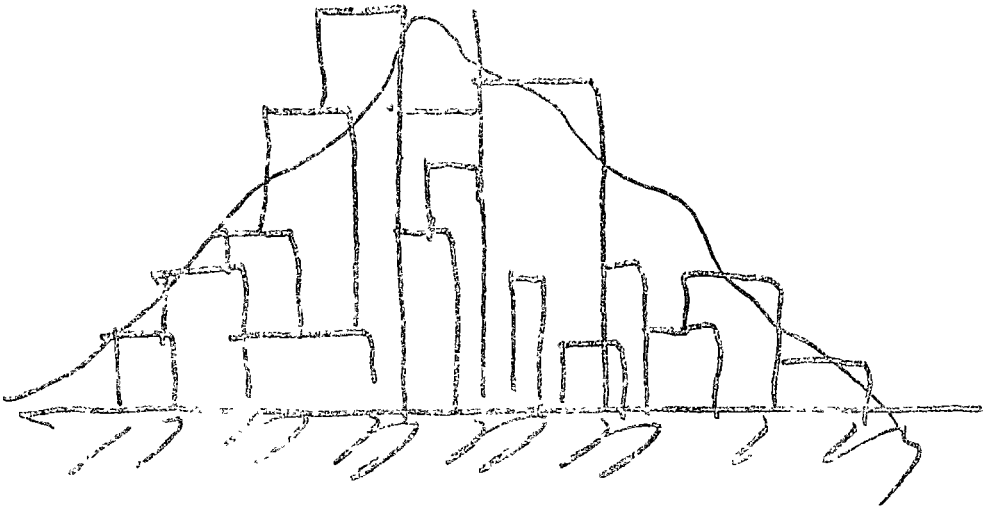


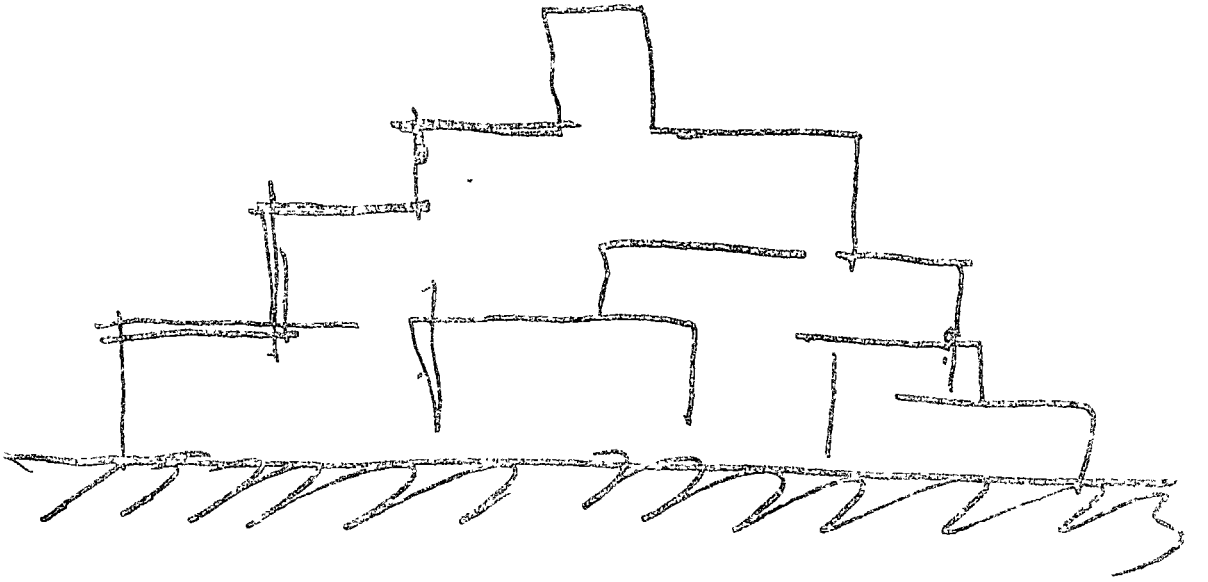
HOTEL DE
MEXICO



HOTEL
CHAPULTEPEC

EDIFICIOS ALTOS
DE CONCRETO
EN MEXICO





EL EDIFICIO
ALTO COMO
MONTAÑA

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO EL DISEÑO ESTRUCTURAL SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL (DEL 9 AL 20 DE MAYO DE 1977)

NOMBRE Y DIRECCION	EMPRESA Y DIRECCION
1. ING. EDUARDO BRAVO GONZALEZ México, D.F.	CIA. DE LUZ Y FUERZA DEL CENTRO Melchor Ocampo No. 171 México 1, D.F.
2. ING. ENRIQUE CALDERON JIMENEZ	CENTRO DE EDUCACION CONTINUA Tacuba No. 5 México 1, D.F.
3. ARQ. JOSE CARIDAD MATEO Plaza de las Vizcainas # 15-7 México 1, D.F. Tel. 5-21-21-86	
4. ARQ. LUIS CARRILLO GUTIERREZ Av. 521 3a. Cda. No. 4 Unidad San Juan Aragón México 14, D.F. Tel. 5-51-19-49	
5. ING. VICENTE CONTLA MONTAÑO Div. Del Norte Andador # 32 Casa No. 5-2 Villa Coapa México 22, D.F. Tel. 5-94-44-81	C A P F C E Vito Alessio Robles No. 380 México 20, D.F.
6. ING. EDUARDO ELIEZER CORTES AYALA Golfo de Cameche No. 7 Dep. 26 Col. Tacuba México 17, D.F. Tel.	PROCESOS DE MEXICO, S.A. Insurgentes Sur # 670-6o. piso México, D.F.
7. ING. SILVESTRE CRUZ CRUZ Bolivar # 1021-2 Col. Niños Héroes México 13, D.F. Tel. 5-46-56-50	BANCO NACIONAL DE CREDITO RURAL Hamburgo No. 31 México 6, D.F.
8. ING. ANICETO DORANTES ROMERO Priv. Eugenio Gutiérrez No. 19 Col. Portales México 13, D.F. Tel. 5-32-81-42	DIRECCION GENERAL DE OBRAS HIDRAULICAS Calz. México-Tacuba estación metro Cuitlahuac Edif. Norte 2o. Piso

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO EL DISEÑO ESTRUCTURAL SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL (DEL 9 AL 20 DE MAYO DE 1977)

NOMBRE Y DIRECCION	EMPRESA Y DIRECCION
9. ING. ARTURO DURAND LIMON 1a. Cda. Matías Romero # 44 Col. Del Valle México 12, D.F. Tel. 5-75-29-53	ENRIQUE MARTINEZ ROMERO, S.A. Nuevo León No. 54-202 México, D.F.
10. ING. JUAN GALLARDO FRANCO Cananea No. 92 Col. Maza México 2, D.F. Tel. 5-29-22-22	DEISEÑOS DE INGENIERIA CIVIL,S.A. Georgia No. 112-201 Col. Nápoles México, D.F.
11. ING. ALBERTO GARCIA RUBIO Av. Cuauhtémoc No. 59-A Col. Roma México 7, D.F. Tel. 5-14-47-61	INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO Av. de los 100 Mts. No. 152 México, D.F.
12. ING. GERARDO HECTOR GERARDO M. Vicente Suárez No. 41 Cd. Satélite Edo. de México Tel. 5-62-84-53	CIA. DE LUZ Y FUERZA DEL CENTRO Melchor Ocampo No. 171 México, D.F.
13. ING. FEDERICO HACH GOMEZ-LLANOS Dakota No. 335-3 Col. Nápoles México 18, D.F. Tel. 523-54-07	UNIVERSIDAD AUTONOMA METROPOLITANA AZCAPOTZALCO Av. San Pablo s/n Azcapotzalco México 16, D.F.
14. DR. OSCAR M. GONZALEZ CUEVAS Toluca No. 55 Col. Roma México 7, D.F.	UNIVERSIDAD AUTONOMA METROPOLITANA AZCAPOTZALCO Av. San Pablo s/n, Azcapotzalco México 16, D.F.
15. ING. LUIS JORGE GONZALE MORENO	UNION DA PROFESORES DE LA FAC.DE INGENIERIA
16. ING. JORGE GUERRERO GUERRA Crestón No. 252 Col. Pedregal San Angel México 20, D.F. Tel. 5-68-23-01	BOLGUER, S.A. Dr. Jiménez No. 294 México, D.F.

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO EL DISEÑO ESTRUCTURAL SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL (DEL 9 AL 20 DE MAYO DE 1977)

NOMBRE Y DIRECCION	EMPRESA Y DIRECCION
17. ING. RAMON GUZMAN GARCIA Futbol No. 68 Col. Churubusco C. Club. México 21, D.F. Tel. 5-49-11-29	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO Balderas No. 55-4o.piso México, D.F.
18. ING. JOSE HERNANDEZ OCHOA México, D.F.	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD México, D.F.
19. ING. JORGE HINOJOSA FRANCO Presa No. 37 Col. San Jerónimo Lídice México 20, D.F. Tel. 5-95-08-64	COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO Balderas 55-4o.piso México, D.F.
20. ING. ANDRES HUERTA AGUERREBARE Camino a Belen No. 85 Col. Tacubaya México 18, D.F. Tel. 5-15-83-99	PROCESOS Y SISTEMAS DE INFORMACION, S.A. Minería No. 145 México 1, D.F.
21. ING. JOSE LUIS ESLAS MOLINA Providencia No. 1812 Col. Del Valle México 12, D.F. Tel. 5-59-47-57	DIRECCION GENERAL DE OBRAS UNAM. Ciudad Universitaria México, D.F.
22. ING. MARIO JIMENEZ SUANEZ Quemada No. 58 Col. Narvarte México 12, D.F. Tel. 5-19-87-83	C R A, ASESORIA Y DISEÑO, S.A. Oso No. 127 Desp. 307 México 12, D.F.
23. JOSE HUMBERTO LORIA ARCILA Guillermo Pérez Valenzuela # 42 México 21, D.F. Tel. 5-54-77-94	FACULTAD DE INGENIERIA, UNIVERSIDAD DE YUCATAN Calle 14 x 41 Terrenos del Fénix Mérida, Yuc.

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO EL DISEÑO ESTRUCTURAL SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL (DEL 9 AL 20 DE MAYO DE 1977)

NOMBRE Y DIRECCION	EMPRESA Y DIRECCION
24. ING. TEOFILO LUNA SANCHEZ Cuicuilco No. 57-6 Col. Vértiz Narvarte México 13, D.F. Tel. 5-33-15-00 Ext. 263	BUFETE INDUSTRIAL DISEÑOS Y PROYECTOS, S.A. Tolstoi No. 22 México 5, D.F.
25. ING. ISAAC MACIAS HERRERA Edif. 110-B-301 Col. Unidad Cuitlahuac México 16, D.F. Tel. 5-56-59-59	LARA NOLASCO, S.A. Durango No. 212 P.B. Col. Roma México 7, D.F.
26. ING. FERNANDO MARCIAL MARTINEZ Sánchez de Togle No. 5 Cto. Poetas Cd. Satélite Edo. de México Tel. 5-72-63-55	INSTITUTO POLITECNICO NACIONAL Unidad Prof. Zacatenco Edif. 4
27. J. RODOLFO MARQUEZ HERRERA Prolongación Recreo No. 1538 Col. Tlacotal México, D.F. Tel.	SACMAG DE MEXICO, S.A. Nueva York No. 310-7o. piso México, D.F.
28. ING. POLIOPTRO MARTINEZ AUSTRIA Turquesa No. 5 Col. Estrella México 14, D.F. Tel. 537-36-77	ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA Edif. 4, Unidad Profesional Zacatenco
29. ING. MARCELO MORENO MARTINEZ Calz. de Tlalpan No. 1630 Col. Ermita Justo Sierra México 13, D.F. Tel. 672-28-73	GSP E INSGENIEROS ASOCIADOS, S.A Manuel Ma. Contreras No. 96-402 Col. San Rafael México, D.F.
30. ING. ENRIQUE MEJIA PANIAGUA Av. Chapultepec No. 548-601 Col. Roma México 7, D.F. Tel. 514-08-18	

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO "EL DISEÑO ESTRUCTURAL SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL (DEL 9 AL 20 DE MAYO DE 1977)

NOMBRE Y DIRECCION	EMPRESA Y DIRECCION
31. ING. SILVANO MICHUA MICHUA Retorno 1 Av. del Taller No. 35 Col. Jardin Balbuena México 9, D.F. Tel. 7-68-23-00	BUFETE INDUSTRIAL DISEÑOS Y PROYECTOS, S.A. Tolstoy No. 22 México, D.F. Tel. 5-33-15-00 Ext. 263
32. ING. EFREN MOLINA VILCHIS Parque España No. 39-107 Col. Condesa México 11, D.F. Tel. 5-53-51-75	SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS Balderas No. 94-4o. piso México, D.F.
33. ERNESTO MORENO PERALTA Oriente 160 No. 124 Col. Moctezuma 2a. Sec. México 9, D.F. Tel. 7-62-81-17	PULLMAN SWINDELL MEXICANA DE C.V. Manuel Avila Camacho No. 40 México, D.F.
34. ING. MARTIN MUCIÑO ORTEGA Insurgentes Sur 4411 México 22, D.F. Tel. 5-73-43-36	C A P F C E Vito Alessio Robles # 380
35. ING. ALVARO J. ORTIZ FERNANDEZ Cerro del Cubilete No. 121-302 Col. Campestre Churubusco México 21, D.F. Tel. 5-44-81-64	FACULTAD DE INGENIERIA Ciudad Universitaria
36. ING. FERNANDO PEREZ VILLAGOMEZ México, D.F.	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
37. ING. VICTOR PORRAS SILVA Periferico Sur # 3301 Depto. 403 Col. Pedregal de San Angel México 20, D.F. Tel. 5-68-41-67	D.E.S.F.I. Ciudad Universitaria

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO. EL DISEÑO ESTRUCTURAL SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL (DEL 9 AL 20 DE MAYO DE 1977)

NOMBRE Y DIRECCION	EMPRESA Y DIRECCION
38. ING. ALVARO RANGEL RUIZ Kansas No. 19-1 Col. Nápoles México 18, D.F. Tel. 5-43--81-53	INSTITUTO MEXICANO DEL SEGURO SOCIAL Durango No. 291-4o. piso México, D.F.
39. ING. ARQ. MARITZA AMNERIZ RODIRGUEZ DORANTES Cerámica # 238 Col. 20 de Noviembre México 2, D.F. Tel. 5-29-06-11	
40. ING. CARLOS ENRIQUE RUIZ MANZANO Protasio Tagle # 59-302 Col. San Miguel Chapultepec México 18, D.F. Tel. 2-77-67-41	CENTRO REGIONAL DE CONSTRUCCIONES Auditorio Nacional México, D.F.
41. ING. ENRIQUE SALDAÑA TOULET Calle Convento San Lorenzo # 8 Col. Jardines de Santa Monica Tlanepantla, Edo. de México Tel. 3-97-16-68	BUFETE INDUSTRIAL Tolstoi No. 22 Col. Anzures México, D.F.
42. ING. VICENTE SANTIN CARMONA Insurgentes Sur # 4411 Ed. 18-203 Col. Tecoyotitla Tel. 5-73-05-47	C A P F C E Vito Alessio Robles # 280 México 20, D.F.
43. CARLOS SERRANO MONCADA Edif. 4B Int. 403 Col. Lomas de Sotelo México 10, D.F. Tel. 5-57-58-60	BUTLER MEXICANA, S.A. DE C.V. Constituyentes No. 800 México, D.F.
44. ING. SALVADOR TENIENTE MORIN	COMISION DE DESARROLLO DE CENTRO POBLADOS DE MAZATLAN Palacio Municipal Guadalajara, Jal.
45. ING. ANGEL J. VALLEJO GONZALEZ	COMPAÑIA DE LUZ Y FUERZA DEL CENTRO, S.A. MEXICO, D.F.

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO EL DISEÑO ESTRUCTURAL SEGUN EL NUEVO REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL (DEL 9 AL 20 DE MAYO DE 1977)

NOMBRE Y DIRECCION	EMPRESA Y DIRECCION
46. ING. PEDRO VARGAS SANTILLAN Av. Del Taller Ret. 38 # 54 Col. Jardín Balbuena México 9, D.F. Tel. 5-52-27-23	FIDEICOMISO "PRODEL" DEL BANCO NACIONAL DE CREDITO RURAL Hamburgo # 31 P.B. Col. Juárez
47. ING. FEDERICO VERA RAMIREZ Grabados # 251 Col. 20 de Noviembre México 2, D.F. Tel. 5-18-25-72	P. S. I. Minería No. 145 México 1, D.F.
48. ING. JOAQUIN VILLAR	
49. ING. RAUL ZAMUDIO GASTELUM Paseo de las Aves L.15 M-77 Col. Lomas Valle Dorado Tlanepantla Edo. de México	ENRIQUE MARTINEZ ROMERO, S.A. Nuevo León No. 54-202 Col. Condesa México 11, D.F.
50. ING. WILFRIDO ZARATE CHICHITZ Rebsamen No. 1141-7 Col. Del Valle México 12, D.F. Tel. 5-59-16-94	S.A.R.H. Reforma No. 69-10o. piso México, D.F.