



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
CAMPUS ARAGÓN

“SISTEMA DE PREEFUERZO PARA PISOS POSTENSADOS
EN UNA ESTRUCTURA PARA ESTACIONAMIENTO”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE :
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A :
HIPOLITO GONZÁLEZ ROJAS

ASESOR :

ING. KARLA IVONNE GUTIERREZ VÁZQUEZ

MÉXICO

DICIEMBRE 2004



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

SISTEMA DE PREESFUERZO PARA PISOS

POSTENSADOS EN UNA ESTRUCTURA

PARA ESTACIONAMIENTO

A mi padre.
Por sembrar y cultivar en mi un espíritu
con voluntad, fuerza y decisión,
sueño y espero que en el lugar donde se
encuentre pueda observar los frutos de su obra.

A mi madre.
Por su gran esfuerzo y pasión para
guiarme por los senderos correctos de la vida,
y porque bien se que con nada compensare
todo su cariño y gran apoyo.

A mis hermanos.
Para que este triunfo lo tomen como
suyo y no se desanimen cuando tengan
que decidir, comenzar y emprender
sus sueños, porque cada persona
es dueño de su destino.

En reconocimiento especial al el
Ing. Pablo Cortina Ortega. Director de
Postensados y Diseños de Estructuras
S. A. de C. V. (POSTENSA); por su
gran apoyo y cooperación para la
conceptualización de numerosos
temas tratados en el presente trabajo.

Y un agradecimiento profundo y
sincero a las personas que participaron y
me apoyaron en la realización de
este proyecto.

PROLOGO.

En la actualidad el sistema de preesfuerzo postensado sin adherencia se ha extendido ampliamente dentro del ámbito urbano implementándose a los sistemas de piso y miembros horizontales de las estructuras construidas con concreto colado in situ. Este método tiene singulares ventajas tanto en la etapa de construcción como dentro de el estado de servicio de la estructura debido a los beneficios intrínsecos del preesfuerzo. Anteriormente se contaba con muy poca información para el análisis y diseño de estructuras con este tipo de sistema, sin embargo se han realizado muchos estudios para determinar con precisión los efectos del preesfuerzo en los elementos estructurales con tendones no adheridos.

En este trabajo se explica en forma general los criterios de análisis y diseño de una estructura de concreto colado in situ en el cual se utilizó el sistema de preesfuerzo postensado con tendones no adheridos en los sistemas de piso y traveses principales para lograr beneficios en su comportamiento dentro de las cargas de servicio, debido a las dimensiones de los claros requeridos para el uso destinado del edificio. La descripción desplegada involucra la mayor parte de los efectos del preesfuerzo en el sistema estructural, y se concluye con la descripción de algunos de los detalles del refuerzo y preesfuerzo en los elementos analizados y diseñados.

En el Primer capítulo se presentan los conceptos y principios básicos del sistema de preesfuerzo para los elementos estructurales de concreto y las generalidades de análisis y comportamiento principal del los miembros preesforzados, vigas simples y vigas continuas.

En el Segundo capítulo se presenta las descripciones de los sistemas de piso (losas) y la integración a ellos del sistema de preesfuerzo, además se presentan las recomendaciones para el análisis y diseño de los elementos de concreto preesforzado con tendones no adheridos y una descripción de las anclas y equipo para postensado diseñados para los monotorones para preesfuerzo sin adherencia, que es el sistema empleado dentro de la construcción de los elementos diseñados con preesfuerzo en este trabajo.

En los capítulos Tres, Cuatro y Cinco se describe el proyecto para la estructura de un edificio para estacionamiento denominado Lago Muritz (nombrado así por su ubicación) y los criterios de análisis y diseño de los sistemas de pisos y demás elementos estructurales que conforman la estructura para el estacionamiento. El análisis y el diseño se enfocan a el sistema de preesfuerzo en los elementos horizontales de la estructura y se revisa una parte de ella, que es representativa, sin embargo se presentan los criterios generales para el análisis y diseño global de la estructura. El comportamiento sísmico se desarrolla dentro del tema de análisis de la estructura junto con el sistema de preesfuerzo en las traveses de resistencia sísmica y se presentan las consideraciones y métodos empleados para el análisis y la obtención de la resistencia para el diseño. En el capítulo Seis se presenta una reseña del proceso de construcción del edificio de estacionamiento, así como los cálculos de los alargamientos de los tendones de preesfuerzo y los principales factores que intervienen en el proceso de tensado de los monotorones de preesfuerzo. En el capítulo Siete se presenta algunas indicaciones adicionales sobre los beneficios del sistema de preesfuerzo y un argumento para su uso e implementación en los sistemas estructurales.



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

I N D I C E.

	Pág.
CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN	15
1.1. Antecedentes	15
1.2. Principios básicos del concreto preesforzado	21
1.3. Método de la carga balanceada	38
1.3.1. Generalidades, 38	
1.3.2. Balanceo de la carga en estructuras estáticas, 39	
1.3.3. Balanceo de la carga en claros continuos, 41	
1.3.4. Balanceo de la carga en dos direcciones, 43	
1.3.5. Criterio para determinar la carga a ser balanceada, 47	
1.4. Vigas preesforzadas estáticamente indeterminadas	48
1.4.1. Generalidades, 48	
1.4.2. Análisis elástico y comportamiento, 52	
1.4.2.1. Fuerzas y momentos en marcos, 60	
1.4.2.2. Ejemplos de análisis de vigas continuas preesforzadas, 61	
1.4.3. Consideraciones para diseño, 83	
1.5. Esfuerzos permisibles en elementos de concreto preesforzado sometidos a flexión	88
1.5.1. Generalidades, 88	
1.5.2. Especificaciones de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 88	
1.5.2.1. Esfuerzos permisibles en el concreto, 89	
1.5.2.2. Esfuerzos permisibles en el acero de preesfuerzo, 90	
1.6. Resistencia a la ruptura por flexión en elementos de concreto preesforzados con tendones no adheridos	90
1.6.1. Generalidades, 90	
1.6.2. Determinación del esfuerzo en el acero de preesfuerzo para el estado de sobrecarga, 93	
1.6.3. Determinación de la resistencia, 97	
1.7. Esfuerzo cortante en trabes preesforzadas	120
1.7.1. Análisis elástico, 120	
1.7.2. Criterio de diseño, 123	
1.7.3. Resistencia nominal del concreto, 124	
1.7.4. Refuerzo transversal para cortante, 127	
1.8. Alambre y torón 270 k para concreto preesforzado	130
1.8.1. Generalidades, 130	
1.8.2. Proceso global de la fabricación del acero para preesfuerzo 270 K, 131	



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

- 1.8.2.1. Materia prima, 131
- 1.8.2.2. Decapado (Desoxidar), 131
- 1.8.2.3. Trefilado (Reducir el metal a hilo), 131
- 1.8.2.4. Trenzado, 133
- 1.8.2.5. Relevado de esfuerzos, 134
- 1.8.2.6. Engrasado y envainado, 134
- 1.8.3. Características físicas y mecánicas del torón 270K, 134
- 1.8.4. Características físicas y mecánicas del alambre 270K, 138

CAPITULO 2. ANALISIS Y DISEÑO DE PISOS POSTENSADOS 139

2.1.	Introducción	139
2.2.	Losas preesforzadas en una dirección	143
2.3.	Losas perimetralmente apoyadas preesforzadas en dos direcciones	147
2.3.1.	Comportamiento, 147	
2.3.2.	Análisis práctico de cargas desbalanceadas, 147	
2.3.3.	Deflexión de las losas perimetralmente apoyadas con refuerzo en dos direcciones, 153	
2.3.4.	Resistencia máxima de losas con refuerzo en dos direcciones, 158	
2.4.	Losas planas preesforzadas	167
2.4.1.	Generalidades, 167	
2.4.2.	Comportamiento, 167	
2.4.3.	Estado de carga balanceada, 172	
2.4.4.	Método del marco equivalente, 176	
2.4.5.	Resistencia a flexión de losas planas, 180	
2.4.6.	Cortante en losas planas, 181	
2.4.6.1.	Generalidades, 181	
2.4.6.2.	Losas planas sin refuerzo especial por cortante, 181	
2.4.6.3.	Tipos de refuerzo por cortante, 183	
2.4.6.4.	Diseño de varillas de refuerzo para cortante, 185	
2.4.6.5.	Diseño de cabezales de refuerzo para cortante, 186	
2.4.7.	Deflexiones de losas planas, 194	
2.5.	Recomendaciones para elementos de concreto preesforzado con tendones no adheridos. (Reporte del ACI Comité 423;1996)	213
2.5.1.	Introducción, 213	
2.5.1.1.	Objetivo, 213	
2.5.1.2.	Alcance, 213	
2.5.2.	Consideraciones de diseño, 214	
2.5.2.1.	Generalidades, 214	
2.5.2.2.	Miembros continuos, 214	
2.5.2.3.	Protección contra la corrosión, 215	
2.5.2.4.	Resistencia al fuego, 215	

- 2.5.2.4.1. Dimensiones mínimas para varios grados de resistencia al fuego, 216
 - 2.5.2.4.1.1. Losas, 216
 - 2.5.2.4.1.2. Trabes, 217
- 2.5.2.4.2. Protección de anclas, 218
- 2.5.2.4.3. Diseño racional de la resistencia al fuego, 218
- 2.5.2.5. Cargas sísmicas, 219
- 2.5.3. Diseño, 223
 - 2.5.3.1. Generalidades, 223
 - 2.5.3.2. Sistemas en una dirección, 223
 - 2.5.3.2.1. Refuerzo mínimo adherido, 223
 - 2.5.3.2.2. Espaciamiento de los tendones, 224
 - 2.5.3.2.3. Refuerzo transversal mínimo (estribos), 224
 - 2.5.3.2.4. Refuerzo preesforzado por contracción y temperatura, 225
 - 2.5.3.2.5. Ancho del patín para trabes T, 225
 - 2.5.3.3. Sistemas en dos direcciones, 226
 - 2.5.3.3.1. Análisis, 226
 - 2.5.3.3.2. Límites para el refuerzo, 226
 - 2.5.3.3.3. Refuerzo mínimo adherido, 227
 - 2.5.3.3.4. Cortante y momentos de transferencia, 229
 - 2.5.3.3.5. Distribución de tendones y Espaciamiento del refuerzo adherido, 231
 - 2.5.3.4. Esfuerzo en los tendones para cargas factorizadas, 233
 - 2.5.3.5. Pérdidas de preesfuerzo, 234
 - 2.5.3.6. Esfuerzo promedio (F/A), 237
 - 2.5.3.6.1. Esfuerzo promedio mínimo, 237
 - 2.5.3.6.2. Esfuerzo promedio máximo, 237
 - 2.5.3.7. Muros y columnas de apoyo, 237
 - 2.5.3.8. Requerimientos para el estado de servicio, 239
 - 2.5.3.9. Diseño de la resistencia, 239
 - 2.5.3.10. Refuerzo para la zona de anclaje, 239
- 2.5.4. Materiales, 242
 - 2.5.4.1. Tendones, 242
 - 2.5.4.1.1. Especificaciones, 242
 - 2.5.4.1.2. Anclajes, 242
 - 2.5.4.1.3. Pruebas para los tendones y los accesorios de anclaje, 242
 - 2.5.4.1.3.1. Pruebas estáticas, 242
 - 2.5.4.1.3.2. Pruebas de fatiga, 242
 - 2.5.4.1.3.3. Acopladores, 243
 - 2.5.4.2. Materiales de protección, 243
 - 2.5.4.2.1. Revestimiento, 243
 - 2.5.4.2.2. Fundas o vainas, 243
 - 2.5.4.2.3. Ductos, 243
 - 2.5.4.3. Protección de las zonas de anclaje, 244
 - 2.5.4.4. Recubrimiento de concreto, 244
- 2.5.5. Construcción, 244
 - 2.5.5.1. Juntas de construcción, 244
 - 2.5.5.2. Franjas de cierre, 245
 - 2.5.5.3. Colocación de tendones, 245

2.5.5.3.1.	Perfil del tendón, 245	
2.5.5.3.2.	Tolerancias, 245	
2.5.5.3.3.	Aberturas, 245	
2.5.5.4.	Colado y curado del concreto, 246	
2.5.5.5.	Operaciones de tensado, 246	
2.5.5.6.	Descimbrado y reapuntalamiento, 248	
2.5.5.7.	Soldadura y calentamiento, 248	
2.6.	Requerimientos del Post-tensioning Institute (Instituto del Postensado)	
	"Especificaciones Para Monotorones No Adheridos"	249
2.6.1.	Alcance, 249	
2.6.2.	Requerimientos de instalación, 249	
2.6.3.	Anclajes para tensado, 249	
2.6.4.	Anclajes intermedios, 250	
2.6.5.	Anclajes muertos, 250	
2.6.6.	Inspección de las fundas o vainas, 251	
2.6.7.	Tensado de los tendones, 251	
2.6.8.	Terminación de los tendones, 252	
2.7.	Cálculo de alargamientos y pérdidas de preesfuerzo por fricción	253
2.8.	Anclas y equipo de postensado para el sistema monotorón sin	
	adherencia	260
2.8.1.	Anclas monotorón, 260	
2.8.2.	Bomba y gato hidráulicos para tensado, 267	
2.8.2.1.	Bomba hidráulica, 267	
2.8.2.2.	Gato hidráulico, 269	
CAPITULO 3. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO		275
3.1.	Generalidades	275
3.1.1.	Nombre del proyecto, 275	
3.1.2.	Ubicación, 275	
3.1.3.	Antecedentes, 275	
3.2.	Descripción del proyecto arquitectónico para el Estacionamiento Lago	
	Muritz	279
3.3.	Zonificación y estratigrafía	284
3.4.	Proyecto estructural para el Estacionamiento Lago Muritz	287
CAPITULO 4. ANALISIS ESTRUCTURAL		291
4.1.	Objetivo	291

4.2.	Alcance	291
4.3.	Generalidades y estructuración	292
4.4.	Reglamento y normas	292
4.5.	Cargas de diseño	293
4.5.1.	Carga muerta, 293	
4.5.2.	Carga viva, 293	
4.5.3.	Factores de carga, 293	
4.6.	Materiales	294
4.6.1.	Concreto, 294	
4.6.2.	Acero de refuerzo, 294	
4.6.3.	Acero de preesfuerzo, 294	
4.7.	Análisis del sistema de piso	294
4.7.1.	Consideraciones para el análisis, 294	
4.7.2.	Determinación de las trazas y fuerza de preesfuerzo, 299	
4.7.3.	Expresiones para ubicar la posición del tendón en las trazas de preesfuerzo, 305	
4.7.4.	Análisis de la carga viva, 307	
4.7.5.	Análisis global por flexión, 308	
4.7.6.	Fuerza cortante, 317	
4.7.7.	Viga adicional, 322	
4.7.8.	Cálculo de las deflexiones de las nervaduras de la losa postensada, 325	
4.8.	Rampas de entrepisos	332
4.8.1.	Consideraciones para el análisis, 332	
4.8.2.	Preesfuerzo en las losas de rampas, 334	
4.8.3.	Expresiones para ubicar la posición del tendón en las trazas de preesfuerzo, 337	
4.8.4.	Carga viva, 337	
4.8.5.	Análisis global por flexión, 338	
4.8.6.	Fuerza cortante, 343	
4.8.7.	Resumen para diseño de las losas para rampas, 345	
4.8.8.	Cálculo de las deflexiones de la losa de rampas, 345	
4.9.	Análisis de la estructura	348
4.9.1.	Alcance, 348	
4.9.2.	Generalidades, 348	
4.9.3.	Aspectos generales para el análisis estructural, 350	
4.9.4.	Definición de las cargas gravitacionales y determinación de las fuerzas de preesfuerzo en las trabes, 352	
4.9.4.1.	Generalidades, 352	
4.9.4.2.	Cargas, 352	
4.9.4.3.	Definición de las cargas gravitacionales en los elementos estructurales y determinación de las fuerzas de preesfuerzo en las trabes de los marcos, 353	

4.9.4.4.	Resumen de fuerzas gravitacionales y cargas reactivas del preesfuerzo, 387
4.9.5.	Análisis de cargas gravitacionales y determinación de las fuerzas producidas por sismo, 388
4.9.5.1.	Generalidades, 388
4.9.5.2.	Determinación del peso que gravita en cada piso de la estructura, 388
4.9.5.3.	Obtención de las rigideces elásticas de entrepisos, 391
4.9.5.4.	Cálculo de las fuerzas cortantes de entrepisos debidos a la acción del cortante directo, 392
4.9.5.5.	Distribución de las fuerzas cortantes de entrepisos, 393
4.9.5.6.	Tablas del análisis y cálculo de las fuerzas sísmicas que actúan en la estructura, 393
4.9.6.	Etapas 1. Análisis por cargas gravitacionales máximas, 406
4.9.6.1.	Alcance, 406
4.9.6.2.	Análisis global por flexión para las trabes preesforzadas, 406
4.9.6.2.1.	Estado 1 (cargas iniciales de servicio), 407
4.9.6.2.2.	Estado 2 (cargas de servicio), 409
4.9.6.2.3.	Cálculo de las deflexiones de las trabes postensada, 411
4.9.6.2.4.	Estado 3 (cargas máximas factorizadas para calcular la resistencia), 415
4.9.7.	Etapas 2. Análisis para cargas gravitacionales y sísmicas, 417
4.9.7.1.	Alcance, 417
4.9.7.2.	Determinación de las cargas y fuerzas que intervienen en el análisis, 417
4.9.8.	Etapas 3. Determinación de la resistencia de diseño, 419
4.9.9.	Análisis para determinar la resistencia de diseño de las columnas, 423
4.9.9.1.	Generalidades, 423
4.9.9.2.	Alcance, 424
4.9.9.3.	Análisis de cargas para las columnas del marco 11, 424
4.9.10.	Cimentación, 428
4.9.10.1.	Alcance, 428
4.9.10.2.	Generalidades, 428
4.9.10.3.	Cargas para el análisis, 428
4.9.10.4.	Zapatas, 430
4.9.10.5.	Contratraves, 430
4.9.10.6.	Obtención de la resistencia para diseño de las Contratraves, 435

CAPITULO 5. DISEÑO ESTRUCTURAL	439
5.1. Objetivo	439
5.2. Alcance	439
5.3. Normas para diseño	439
5.4. Materiales	440
5.5. Dimensionamiento estructural	440

5.6.	Criterios generales de diseño	441
5.7.	Diseño por flexión y cortante de las nervaduras postensadas del sistema de pisos	442
5.7.1.	Secciones de apoyo, 443	
5.7.2.	Secciones de centro de claros, 446	
5.7.3.	Diseño de la capa superior de las nervaduras, 449	
5.7.4.	Nervaduras transversales, 449	
5.8.	Diseño por flexión y cortante de las nervaduras postensadas de las losas de rampas de entrepisos	450
5.8.1.	Sección de apoyo central, 450	
5.8.2.	Sección de apoyos extremos, 453	
5.8.3.	Sección de centro de claros, 456	
5.8.4.	Diseño de la capa superior de las nervaduras, 458	
5.8.5.	Nervaduras transversales, 458	
5.9.	Diseño por flexión y cortante de las trabes postensadas de los marcos de la estructura	459
5.9.1.	Sección de apoyo central, 459	
5.9.2.	Sección de apoyos extremos, 464	
5.9.3.	Sección de centro de claros, 467	
5.9.4.	Refuerzo de los patines de las trabes de sección T, 469	
5.10.	Diseño por flexión y cortante de las zapatas y contratrabes postensadas de cimentación de los marcos de la estructura	469
5.10.1.	Diseño de zapatas, 469	
5.10.2.	Diseño de contratrabes, 472	
5.10.2.1.	Sección de apoyo central, 472	
5.10.2.2.	Sección de apoyos extremos, 476	
5.10.2.3.	Sección de centro de claros, 479	
CAPITULO 6. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO		483
6.1.	Alcance	483
6.2.	Antecedentes	483
6.3.	Descripción del proyecto general	483
6.4.	Proyecto para la obra	484
6.4.1.	Generalidades, 484	
6.4.2.	Notas generales, 484	
6.4.3.	Materiales, 485	
6.4.4.	Refuerzo, 485	
6.4.5.	Notas de preesfuerzo, 486	

6.4.6.	Planos estructurales, Estacionamiento Lago Muritz, 487	
6.5.	Criterios de tensado y cálculo de alargamientos y pérdidas por fricción en losas, trabes y contratrabes	495
6.6.	Procedimiento constructivo general	502
6.6.1.	Estrategia de construcción y programa de obra, 5032	
6.6.2.	Reseña de la Construcción, 505	
CAPITULO 7. CONCLUSIONES		521
7.1.	Generalidades	521
7.2.	Recomendaciones	521
BIBLIOGRAFÍA		525

INTRODUCCION.

1.1. Antecedentes.

A fines del siglo XIX el Sr. A. Jackson, inquieto por las grietas que aparecían en las piezas de concreto reforzado, sometidas a flexión y cortante, patentó un sistema que, aplicando una fuerza de compresión se neutralizaba la tensión que produce la flexión, impidiendo así la presencia de las grietas. La baja calidad del concreto y acero con que se contaba entonces hizo que fracasara, ya que al paso del tiempo las grietas volvían a aparecer.

Antes de la Segunda Guerra Mundial, Eugenio Freyssinet, en Francia, con los materiales adecuados, concreto $f'c$ mayor que 300 Kg/cm^2 y acero al alto carbón con un f_y mayor de 15000 Kg/cm^2 , pudo construir puentes que dejaron maravillados a sus contemporáneos y marcaron el nacimiento real del concreto preesforzado.

Desde entonces, una gran cantidad de ingenieros, arquitectos y constructores, han empleado esta técnica, mejorando día con día los resultados y ayudando a resolver los problemas que anteriormente eran insolubles.

Aunque los principios y las técnicas del preesforzado se han aplicado a estructuras de muchos tipos y materiales, la aplicación más común ha tenido lugar en el diseño del concreto estructural.

El diseño de concreto preesforzado es más adecuado para estructuras con claros grandes y para aquellas que soporten cargas pesadas, principalmente debido a la resistencia más elevada de los materiales empleados. Las estructuras de concreto preesforzado son más esbeltas, producen mayores claros cuando es necesario, no se agrietan bajo cargas de trabajo, y cuando pudieran aparecer grietas bajo las sobrecargas, estas se cerrarían tan pronto como se elimine la carga, a menos que la carga sea excesiva. Bajo la carga muerta, la deflexión es reducida, debido al efecto de combeo del preesfuerzo. Esto se convierte en una consideración importante para estructuras tales como los voladizos largos. Bajo la carga viva, la deflexión es también más pequeña debido a la efectividad de la sección de concreto sin agrietar, la cual tiene un momento de inercia de 2 a 3 veces el de la sección transformada agrietada.

El preesfuerzo puede ser creado mediante restricciones en los apoyos, contraflechas, preelongación del acero mediante calentamiento, apuntalamiento en los apoyos, cables de acero de alta resistencia (torones de acero para preesfuerzo) prestirados ó estirados posteriormente, etc.

Este estudio se concentrará en la utilización de cables de acero de alta resistencia en las estructuras de concreto, estirados después del colado de la pieza (POSTENSADO), y especialmente en los sistemas sin adherencia.

El postensado puede ser adherido o no adherido (fig. 1.1). En ambos casos los cables que se utilizan están formados por torones de preesfuerzo formados por siete alambres de acero con límite elástico elevado (Grado 270 Ksi).



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central

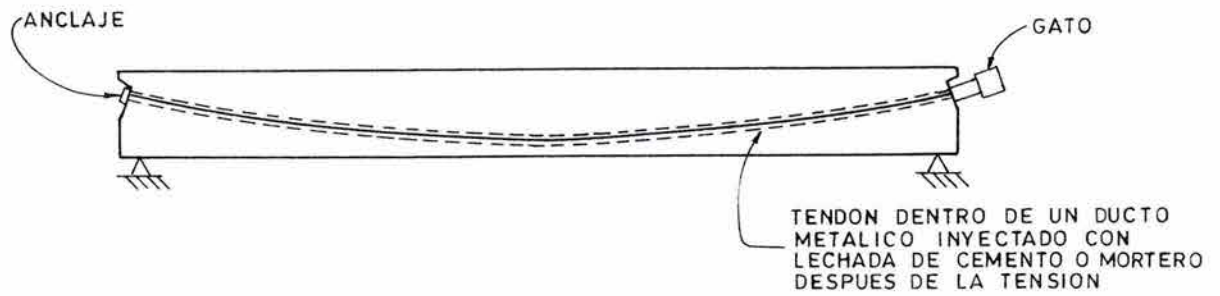


UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

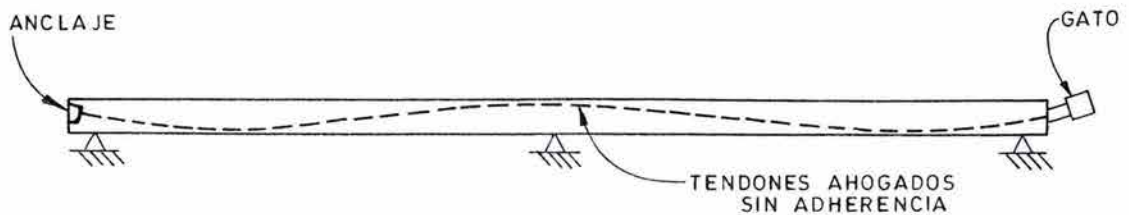
El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



Trabe postensada con tendones adheridos



Trabe celular hueca con tendones interiores



Losa continua con tendones engrasados recubiertos por una vaina continua de PVC

FIG 1.1. SISTEMAS PARA CONCRETO PREESFORZADO POR POSTENSADO

El preesfuerzo postensado adherido es aquel en que los cables (generalmente varios cables) después de ser tensados son inyectados con lechada de cemento a presión en toda su longitud, esto se logra aislando a los cables en ductos engargolados metálicos o de plástico para evitar su contacto con el concreto de la trabe. Los cables en este caso deben instalarse completamente limpios dentro del ducto para lograr la adherencia requerida con la lechada de cemento de la inyección.

Mediante la inyección se persigue la integración de los cables a la sección resistente y la protección de los mismos contra la corrosión.

Los cables postensados no adheridos (manejados como cable unitario o monotorón) son los de mayor uso dentro del ámbito urbano y especialmente en edificación, debido a su facilidad de aplicación, debido también a los reducidos peraltes de los elementos que son diseñados, tales como losas y trabes de secciones reducidas.

En las décadas de 1950 a 1970 el aislamiento se lograba engrasando los cables o alambres de preesfuerzo y envolviéndolos en papel o vinilo. Esta técnica demostró tener defectos al existir burbujas de aire y permitir que el agua corriera a lo largo entre la vaina y los cables cuando esta se infiltraba por las fisuras existentes; varios edificios, sobre todo en las zonas norte de Estados Unidos y en Canadá, donde se utiliza sal como medio para evitar la congelación del agua, tuvieron que ser reparados por esta razón al producirse una corrosión acelerada.

En la actualidad, los torones no adheridos son inyectados con grasa a presión y cubiertos por una vaina de PVC en forma continua que evitan su oxidación y deterioro, de tal forma que el preesfuerzo se garantiza al paso del tiempo y no se requiere de ningún tipo de mantenimiento. Existen en el mercado cables galvanizados y cables con recubrimiento epóxico a costos accesibles que permiten el uso expuesto de los cables, como es en los puentes atirantados o en algunas trabes huecas, estos cables también son usados en edificios ubicados en zonas de alta corrosividad.

Desde el punto de vista de diseño, los cables no adheridos difieren en su comportamiento de los cables adheridos, que al integrarse a la sección junto con el refuerzo no preesforzado incrementan su esfuerzo de trabajo en función del principio de la sección plana aumentando el momento resistente de dicha sección, los cables no adheridos no se alargan según esta teoría sino que dependen de la elongación que reciban dichos cables desde sus anclajes. El momento resistente en consecuencia sólo cuenta con el esfuerzo de trabajo de dichos cables y es menor que el de los cables adheridos, sin embargo, una pequeña cantidad de refuerzo no preesforzado permite alcanzar el mismo momento resistente que el de las secciones con cables adheridos.

En la actualidad el preesfuerzo postensado sin adherencia se ha desarrollado en gran medida dentro del ámbito urbano debido a la necesidad de espacios que obligan al diseño de edificios con grandes claros, el ejemplo de estos edificios (fig. 1.2) se puede constatar por la construcción de:

Grandes centros comerciales.

Edificios de Estacionamiento.

Edificios de oficinas con sótanos de estacionamiento.

Edificios residenciales de lujo con estacionamientos en los sótanos.

Edificios de aulas para escuelas y universidades.

Edificios de usos deportivos, estadios, etc.

Puentes.

APLICACIONES

El sistema de Postensado permite construir grandes claros sin obstrucción de columnas, entrepisos sin trabes y techumbres ligeras que ofrecen versatilidad arquitectónica y gran economía, haciéndolo ideal para la edificación de:



Residencial Monaco Interlomas
Arq. Antonio Duek y Arq. Pedro Bodegas



Estacionamiento Montes Urales N° 550



Estacionamiento Pabellon Altavista

Edificios de Departamentos

Estructuras esbeltas con gran libertad arquitectónica al eliminar columnas.

Oficinas con Estacionamientos Subterráneos

Menores alturas de entrepiso, menor profundidad de excavación y plena libertad para correr instalaciones por el plafón.

Estacionamientos

Mejor funcionamiento y confort en estacionamientos.

FIG. 1.2. DESARROLLO DEL PREENFUERZO POSTENSADO DENTRO DEL ÁMBITO URBANO.

Las estructuras de concreto reforzado tienen restricciones notables a medida que los claros crecen, y se puede decir que claros de 8.00 m son un límite ya para las ventajas de este tipo de estructuras. El uso de travesaños peraltados hacen posible estas estructuras dentro de un desempeño restringido, sin embargo, dejan de ser funcionales cuando los pisos son peraltados y exigen mayor altura de entrepiso.

Las estructuras de acero entran en juego en este caso al ser las más ligeras y soportar claros mayores, pero también requieren un peralte grande por el uso obligado de vigas de alma abierta para franquear los claros.

Las estructuras con elementos prefabricados de concreto preesforzado pretensado resuelven los claros con mayor eficiencia, sin embargo también demandan pisos peraltados debido a su sistema de apoyo y a su discontinuidad. Las estructuras prefabricadas quedan limitadas a edificios de baja altura, debido a la dificultad de su refuerzo en la estructura sismorresistente. También quedan limitados en sus condiciones de montaje por su grado de dificultad (fig. 1.3).

Por último las estructuras con pisos de concreto preesforzado postensados en el sitio presentan algunas ventajas en su uso desde el punto de vista económico, arquitectónico y estructural.

El sistema de piso con losas potenzadas es un sistema que está integrado monolíticamente a la estructura, transmitiendo los esfuerzos de manera homogénea y uno de sus principios básicos es el de hacer trabajar a compresión al concreto, para lo cual está preparado, eliminándole tensiones.

Los edificios postensados pueden ser diseñados para una larga vida útil ya que los pisos trabajan en forma descansada si se toma en cuenta que las cargas de preesfuerzo balancean las cargas externas a las que está sujeta la estructura; esto significa que las travesaños, nervaduras y losas prácticamente no tienen deflexión y por lo tanto su fluencia plástica es nula.

La estructuración óptima, se obtiene combinando los sistemas de pisos postensados con la estructura sismorresistente formada por marcos y/o muros de concreto reforzado, utilizando los pisos postensados solamente como diafragmas de rigidez horizontal para el efecto de las solicitaciones horizontales del sismo.

La localización recomendable de la estructura sismorresistente es en el perímetro del edificio, librando de travesaños peraltados todo su interior.

Al igual que las estructuras de concreto reforzado o de acero, el análisis dinámico o estático de la estructura sismorresistente se realiza por separado con las mismas variables de sollicitación para diseño, que son iguales para todos los casos. Por último, debe considerarse que las estructuras con sistema de pisos postensados son totalmente seguras. Puesto que cualquier estructura bien diseñada siempre será segura, tomando en cuenta las consideraciones de carga adecuadas en cada proyecto, así como las condiciones del suelo y zonificación sísmica, y por supuesto, dando como un hecho que su construcción es realizada de acuerdo al proyecto y las normas.



FIG. 1.3. CONCRETO PREENFORZADO - PRETENSADO Y PREFABRICACION

1.2. Principios básicos del concreto preesforzado.

El preesfuerzo se define como la creación de fuerzas reactivas internas a un elemento estructural, con el fin de inducir esfuerzos y deformaciones deseables que contrarresten o mitiguen los efectos de las cargas a las que estará sometido durante su vida cotidiana de trabajo. De esta manera su capacidad de carga se aumenta y puede disminuirse su sección.

A las fuerzas reactivas y creadas expresamente para atenuar los esfuerzos y deformaciones no deseados se les denomina sistema de preesfuerzo (fig. 1.4).

El preesforzado del concreto implica naturalmente la aplicación de una carga de compresión axial, previa a la aplicación de las cargas anticipadas de diseño, en forma tal que se reduzcan o eliminen los esfuerzos de tensión que se producen en miembros sometidos a flexión y cortante, y que de otra forma ocurrirían. Puesto que existe un pequeño esfuerzo de tensión o no existe este en la viga bajo las cargas de trabajo, no hay grietas, y la viga se comporta como un material elástico homogéneo más que una viga ordinaria de concreto reforzado, la cual usualmente se agrieta en ciertas porciones. Admitiendo apropiadamente la contracción y la deformación plástica, se puede aplicar la teoría elástica para todos los fines prácticos para calcular las deflexiones, las deformaciones y los esfuerzos, hasta el estado de agrietamiento. Esto es cierto para el efecto, tanto del preesfuerzo como de las cargas muertas y vivas.

Desde este punto de vista las piezas de concreto sometidas a flexión se visualizan como un conjunto sujeto a dos sistemas de fuerzas: el preesfuerzo interior y las cargas externas. Así, cuando no hay grietas, los esfuerzos, deformaciones y deflexiones en los elementos de concreto debidos a los dos sistemas de fuerzas se pueden considerar separadamente y superponer si es necesario.

El concepto original del concreto preesforzado consistió en introducir en vigas la suficiente compresión axial para que se eliminarán en el elemento cargado todos los posibles esfuerzos de tensión que se generarían en el concreto; sin embargo, a medida que se ha desarrollado el conocimiento de esta forma de construcción se ha visto claramente que esta concepción es innecesariamente restrictiva, y en la práctica actual de diseño se permite que haya esfuerzos de tensión en el concreto, y hasta cierto agrietamiento limitado.

Haciendo variar la magnitud del preesfuerzo puede limitarse al grado deseado, el número y el ancho de las grietas, igualmente puede controlarse la deflexión del elemento. Desde este punto de vista, el preesfuerzo en una sección puede ser total, limitado y parcial.

El preesfuerzo total consiste en lograr un estado de esfuerzos en la sección, de manera que al aplicarse la fuerza de compresión se generen esfuerzos internos de magnitud y distribución tal que los esfuerzos resultantes de las cargas (de servicio) se contrarresten hasta un nivel donde no se produzcan tensiones.

El preesfuerzo limitado acepta tensiones en el estado de esfuerzos resultantes de las cargas (de servicio) cuyos valores están limitados con el objeto de evitar el agrietamiento del concreto.

El preesfuerzo parcial abarca un gran espectro de posibilidades que parten desde una sección común de concreto reforzado hasta secciones con preesfuerzo total.

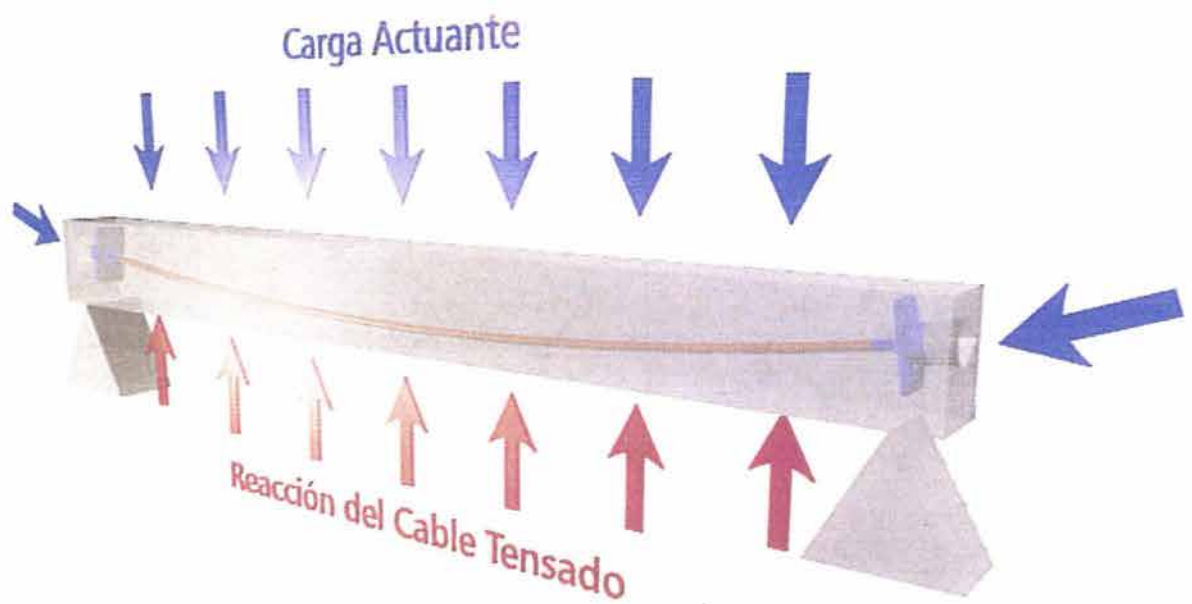


FIG. 1.4. REPRESENTACIÓN GRÁFICA DEL SISTEMA DE PREESFUZO

Las normas del preesfuerzo total recomiendan el uso de refuerzos adicionales no preesforzados cuya cuantía esté en función de la redundancia del elemento estructural en cuestión, atendiendo a que su falla provoque o no el colapso de otros elementos de la estructura. También es necesario revisar en estas condiciones la resistencia de la sección agrietada con un factor de carga de 1.2 para evitar la falla frágil de ocurrir el agrietamiento. En todo caso el refuerzo más el preesfuerzo deben satisfacer las condiciones de falla para las cargas últimas.

La falla en un elemento con preesfuerzo total en general es de compresión y al agregar estos aceros de norma se pretende evitar dicha falla aún cuando esto no se compruebe.

En las estructuras con preesfuerzo total, el área de acero de preesfuerzo necesaria para controlar los esfuerzos para las condiciones de servicio, excede la cantidad requerida para cumplir con la condición de falla dúctil. Este uso en exceso del acero de preesfuerzo no puede sustituirse por una disminución del acero no preesforzado de norma sin de aceptar el agrietamiento por contracciones y restricciones de los apoyos. La conclusión es que el preesfuerzo total resulta antieconómico.

El preesfuerzo limitado es similar al preesfuerzo total en cuanto al uso de refuerzo complementario para cumplir con las condiciones de servicio y de falla, sin embargo al conocer los esfuerzos de tensión en la sección, la cuña de tensión en el diagrama de esfuerzos, debe ser reforzada con acero no preesforzado en cuantía igual a la tensión del volumen de la cuña de esfuerzos de tensión y dicho acero deberá trabajar a esfuerzos reducidos preferiblemente para evitar elongaciones que se traduzcan en agrietamiento. La aplicación del preesfuerzo limitado puede precisarse solamente en piezas con una gran definición estructural, tales como vigas isostáticas sujetas a cargas bien definidas.

Para el preesfuerzo parcial la norma también prevé, la utilización mixta de acero preesforzado y no preesforzado. En este caso son permitidas tensiones y agrietamientos en las secciones, sin embargo, las normas son un tanto ambiguas al no definir claramente las condiciones para las cargas de servicio como son las deflexiones, falla dúctil, vibraciones, etc.

El concepto actual del preesfuerzo señala que cualquier refuerzo instalado en la sección para mejorar las condiciones de servicio, reduce el área de acero de preesfuerzo necesaria para resistir las condiciones de falla de la sección. El concepto en este caso consiste en asegurar que la combinación de acero de preesfuerzo y de acero de refuerzo cumplan con:

1. Un comportamiento adecuado en los estados límite de servicio al restringir deflexiones, permitir agrietamiento controlado y mitigar la vibración.
2. Y, lograr al mismo tiempo momentos resistentes que cumplan con las normas al asegurar fallas dúctiles bajo las cargas factorizadas de diseño.

Este diseño permite el mejor funcionamiento de la estructura con la combinación más eficiente de aceros, al lograr que en forma cierta el acero de refuerzo de la sección trabaje eficientemente.

Para explicar el análisis y comportamiento básico del concreto preesforzado se pueden definir tres diferentes conceptos.

El PRIMER CONCEPTO, considera al concreto como un material elástico y es el punto de vista más general que visualiza al concreto preesforzado como esencialmente concreto. El

concreto. que es débil a la tensión y resistente a la compresión, se comprime de modo que el concreto frágil sea capaz de soportar esfuerzos de tensión. Generalmente se cree que si no hay esfuerzos de tensión en el concreto, no puede haber grietas, y que el concreto ya no es un material frágil sino que se convierte en un material elástico con los esfuerzos de tensión debidos a las cargas externas balanceados por los esfuerzos de compresión debidos al preesfuerzo. Similarmente, el agrietamiento del concreto debido a las cargas se previene o se demora por la precompresión producida por los tendones.

Un tendón es un elemento o conjunto de elementos de acero, que tensados y anclados en común le imparten al concreto la fuerza precompresora. Puede estar constituido por: un alambre, un torón, o un cable formado por varios alambres o varios torones. La traza o perfil que se adopte para el tendón a lo largo de un miembro estructural será el centro de gravedad o línea de acción de la fuerza de compresión debida al preesfuerzo en la sección de concreto.

En su forma más simple, consideremos una viga rectangular simplemente apoyada preesforzada por un tendón a través de su eje centroidal (Fig. 1.5) y con cargas externas. Debido a la fuerza de preesfuerzo P_e , se producirá un esfuerzo uniforme de compresión igual a:

$$f = \frac{P_e}{A_c}$$

a través de la sección transversal total de concreto que tiene un área A_c .

Al actuar las cargas exteriores debidas al peso propio, muerta sobrepuesta y viva de servicio, estas generan un momento M , y los esfuerzos por flexión producidos en las fibras del elemento por ese momento se pueden obtener con las ecuaciones familiares de la mecánica:

$$f = \frac{M y}{I_c}$$

donde, I_c es el momento de inercia de la sección total de concreto y (y) es la distancia desde el eje centroidal de la sección a la fibra superior o inferior a donde se quiera determinar el esfuerzo. Para casos específicos resulta más conveniente obtener los esfuerzos en las fibras extremas de la sección y como los esfuerzos varían linealmente en el peralte, los valores intermedios se pueden obtener, aunque muy pocas veces son requeridos. Para obtener los esfuerzos extremos (y) es substituida por (c) , donde ésta última representa la distancia desde el eje centroidal de la sección total de concreto a la fibra extrema superior o inferior de la sección, entonces los esfuerzos se obtienen mediante :

$$f = \frac{M c}{I_c} \quad \text{ó} \quad f = \frac{M}{S}$$

S es el módulo de sección de la sección total de concreto ($S = I_c / c$).

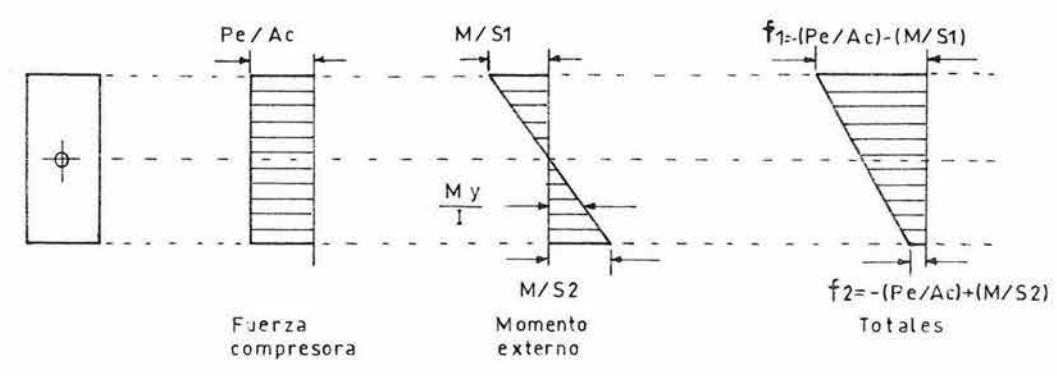
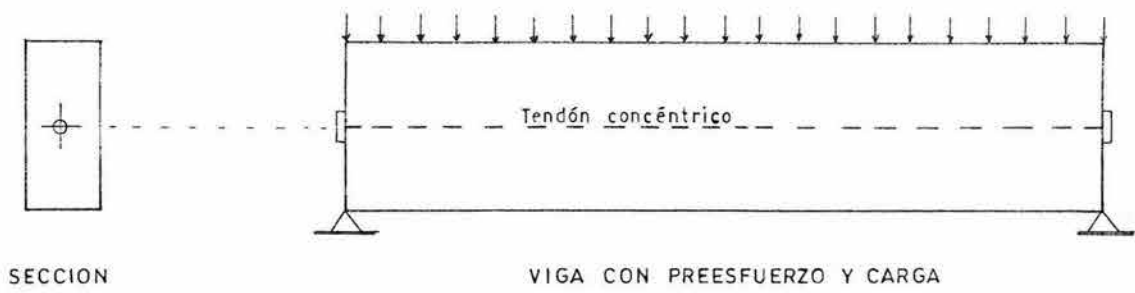


FIG. 1.5. DISTRIBUCION DE ESFUERZOS ATRAVES DE UNA SECCION DE CONCRETO PREESFORZADO CONCENRICAMENTE.

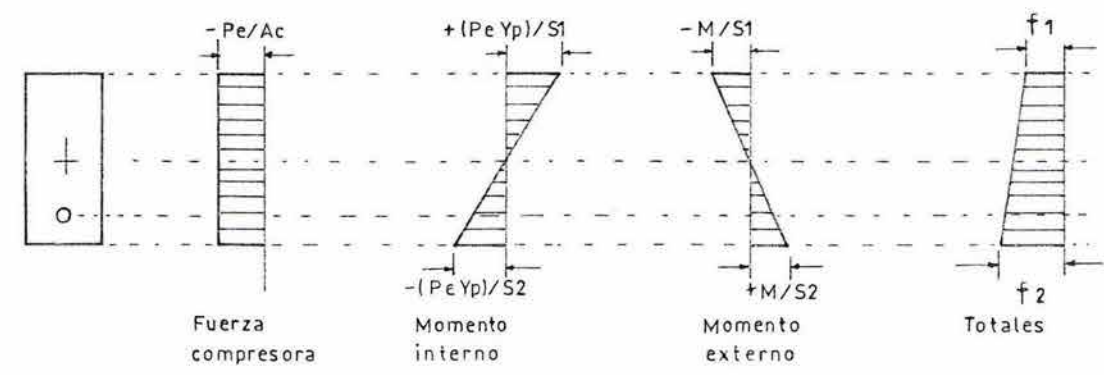


FIG. 1.6. DISTRIBUCION DE ESFUERZOS ATRAVES DE UNA SECCION DE CONCRETO PREESFORZADO EXCENTRICAMENTE.

Así los esfuerzos resultantes en las fibras extremas, producidos por la acción híbrida de la fuerza compresora y la flexión por cargas externas, se obtienen con:

$$f = - \frac{Pe}{Ac} \quad -/+ \quad \frac{M}{S}$$

Para tener un estudio más simplificado se adoptará un juego de símbolos lógicos y autoconsistentes para la descripción de las dimensiones, esfuerzos, fuerzas, cargas y otras cantidades importantes, de tal manera que en lo sucesivo las deformaciones y los esfuerzos de tensión se consideran positivos (ya que ellos vienen asociados con un incremento de longitud), y las deformaciones y esfuerzos de compresión se consideran negativos; las deformaciones y esfuerzos correspondientes a la fibra extrema superior se les designa el subíndice 1 y a aquellos correspondientes a la fibra extrema inferior el subíndice 2.

En consecuencia, en el caso presente el esfuerzo final en la fibra superior f_1 , debido al preesfuerzo y a las cargas externas es:

$$f_1 = - \frac{Pe}{Ac} - \frac{M}{S_1}$$

y el correspondiente a la cara inferior, f_2 es:

$$f_2 = - \frac{Pe}{Ac} + \frac{M}{S_1}$$

En una trabe, el concreto tendrá un mayor beneficio ante las cargas externas si se preesfuerza con un tendón excéntrico, con respecto al centroide de la sección (fig. 1.6). En este caso, el tendón actuando a una excentricidad constante Y_p , induce momentos internos (M_p) por la fuerza de preesfuerzo actuando en forma desfasada con el eje centroidal de la sección, el valor de estos momentos internos en cualquier punto a lo largo del elemento es simplemente:

$$M_p = Pe Y_p$$

y puede considerarse como cualquier otro momento actuando en el elemento y por lo tanto los esfuerzos que éste genera se pueden determinar de forma similar a los producidos por los momentos de las cargas externas.

Así, los esfuerzos por flexión resultantes en las fibras extremas en cualquier sección a lo largo del elemento debidos al doble efecto del preesfuerzo y a las cargas externas se obtienen mediante la superposición de cada valor particular:

$$f_1 = - \frac{Pe}{Ac} + \frac{Pe Y_p}{S_1} - \frac{M}{S_1}$$

$$f_2 = - \frac{Pe}{Ac} - \frac{Pe Y_p}{S_2} + \frac{M}{S_2}$$

Y_p representa la desviación de la línea de acción de la fuerza precompresora con respecto al eje centroidal de la sección en cualquier punto a lo largo de la viga.

Cuando los tendones son curvos o están doblados la situación es la misma que para el caso de tendones rectos descentrados, se genera la compresión en el concreto con un esfuerzo igual a P_e/A_c y la excentricidad del tendón produce también momentos internos que tienen una variación proporcionalmente equivalente a la desviación del tendón en la traza de preesfuerzo, el siguiente ejemplo ilustra estos conceptos.

Ejemplo 1.2.1.: Una trabe simplemente apoyada con sección rectangular de 70 cm de altura por 30 cm de base (fig. 1.7), se preesfuerza para un claro de 12 m con un tendón cuya excentricidad varia parabólicamente con respecto al eje centroidal de la sección, desde cero en los apoyos hasta un máximo de 31 cm en el centro del claro. El tendón, formado por 6 torones de 0.5" de diámetro de acero grado 270 K (cuya resistencia última es de 18 900 kg/cm²) suministra una fuerza compresora $P_e = 65\ 000.00$ kg.

Obtener los esfuerzos en las fibras extremas cuando actúan simultáneamente el preesfuerzo y una carga exterior de servicio uniformemente repartida w_s de 1.700 ton/m la cual incluye el peso propio (w_o) y las cargas muerta (w_m) y viva (w_v) sobrepuestas.

Las propiedades geométricas de la sección se obtienen fácilmente y son:

$$\begin{aligned} \text{Sección} &= 70 \times 30 \text{ cm.} \\ A_c &= 2\ 100 \text{ cm}^2. \text{ (área total de la sección de concreto)} \\ I_c &= 857\ 500 \text{ cm}^4. \\ C_1 = C_2 &= 35 \text{ cm.} \\ S_1 = S_2 &= 24\ 500 \text{ cm}^3. \\ Y_p \text{ máx} &= 31 \text{ cm.} \end{aligned}$$

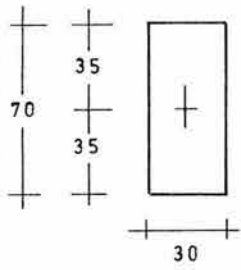
Como las condiciones máximas ocurren al centro del claro, el análisis se hará para esa sección. Inicialmente se obtienen los esfuerzos producidos por la aplicación de la fuerza compresora en la sección, estos son:

$$f_1 = f_2 = - \frac{P_e}{A_c} = - \frac{65\ 000}{2\ 100} = - 30.9 \text{ kg/cm}^2$$

(diagrama de esfuerzos A)

De forma separada se pueden obtener los correspondientes que produce el momento ($P_e Y_p$), como esta acción genera tensiones en la fibra superior el momento en la trabe es negativo, como se observa en el diagrama que produce la fuerza excéntrica. Debido a la simetría de la sección de la trabe los esfuerzos debidos al momento interno son iguales, $f_1 = f_2$, pero con signo contrario dado que en este caso el primero es de tensión y en segundo de compresión:

$$f_1 = + \frac{P_e Y_p}{S_1} = + \frac{65\ 000 (31)}{24\ 500} = \frac{2\ 015\ 000}{24\ 500} = + 82.2 \text{ kg/cm}^2$$



$A_c = 2100 \text{ cm}^2$
 $I_c = 857500 \text{ cm}^4$
 $C1-C2 = 35 \text{ cm}$
 $S1 = S2 = 24500 \text{ cm}^3$
 $P_e = 65.00 \text{ Ton}$

$M_p = P_e \times Y_p$
 Momento interno

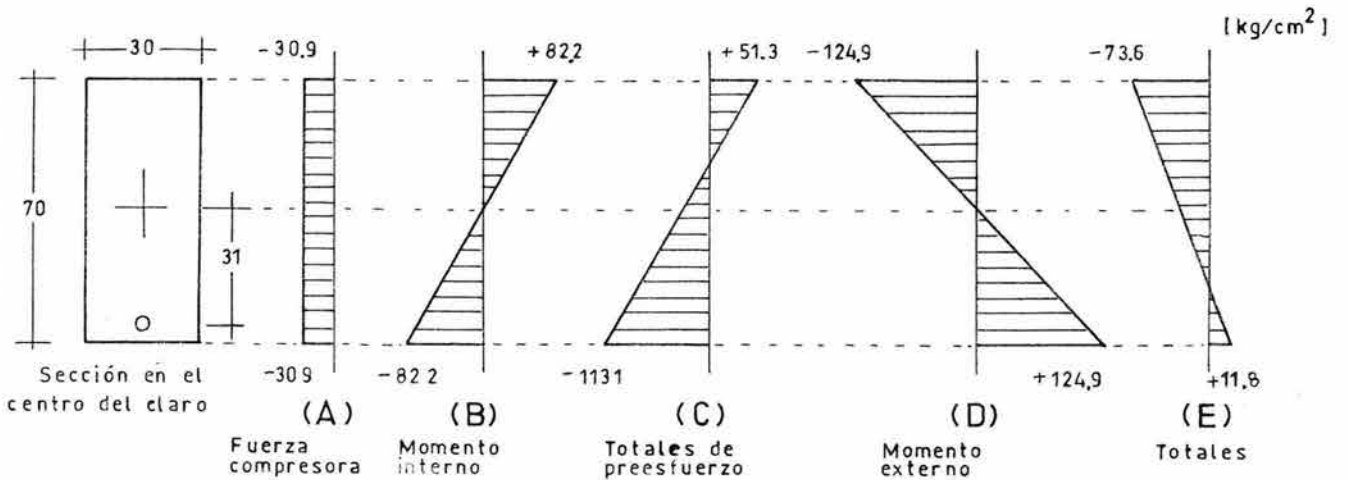
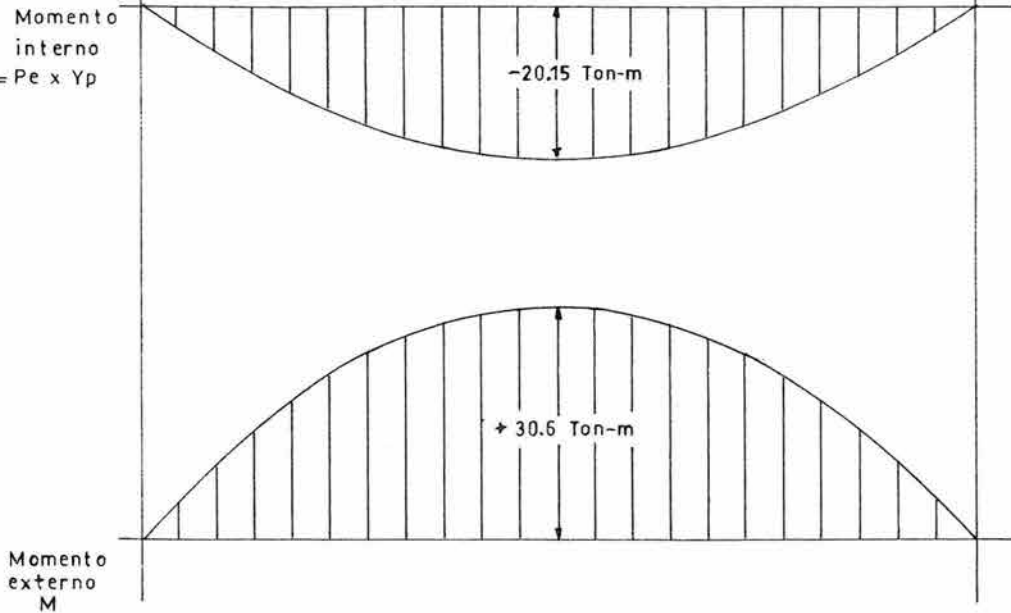
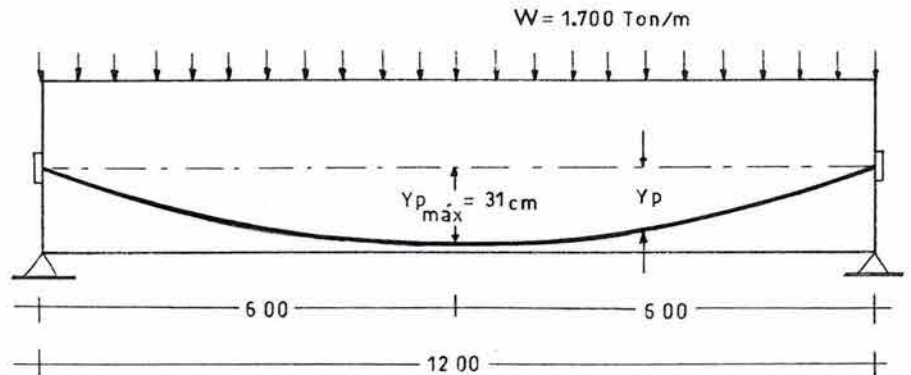


FIG. 1.7.

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS ATRAVÉS DE LA SECCIÓN EN EL CENTRO DEL CLARO DE UNA VIGA PREESFORZADA CON UN TENDÓN DE EXCENTRICIDAD VARIABLE.

$$f_2 = \frac{Pe Y_p}{S_2} = \frac{65\,000 (31)}{24\,500} = \frac{2\,015\,000}{24\,500} = -82.2 \text{ kg/cm}^2$$

(diagrama de esfuerzos B)

Al sumar los esfuerzos debidos a la compresión en la sección y los producidos por la excentricidad del tendón se tienen los efectos totales que crea el preesfuerzo en el elemento:

$$f_1 = -30.9 + 82.2 = +51.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = -30.9 - 82.2 = -113.1 \text{ kg/cm}^2$$

(diagrama de esfuerzos C)

El momento debido a las cargas externas se obtiene para el centro del claro de la siguiente manera:

$$M = \frac{w l^2}{8} = \frac{1.70 (12)^2}{8} = \frac{244.8}{8} = 30.60 \text{ ton-m}$$

Como el momento es positivo los esfuerzos que se generan son de compresión en la fibra superior y de tensión en la fibra inferior de la sección:

$$f_1 = \frac{M}{S_1} = \frac{30.6 (100\,000)}{24\,500} = -124.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = \frac{M}{S_2} = \frac{30.6 (100\,000)}{24\,500} = +124.9 \text{ kg/cm}^2$$

(diagrama de esfuerzos D)

Los esfuerzos debidos a los dos sistemas de fuerzas (el preesfuerzo interior y las cargas externas), se determinan mediante la superposición de los esfuerzos que producen en forma individual:

$$f_1 = \left(-\frac{Pe}{Ac} + \frac{Pe Y_p}{S_1} \right) - \frac{M}{S_1} = +51.3 - 124.9 = -73.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = \left(-\frac{Pe}{Ac} - \frac{Pe Y_p}{S_2} \right) + \frac{M}{S_2} = -113.1 + 124.9 = +11.8 \text{ kg/cm}^2$$

(diagrama de esfuerzos E)

Como se aprecia, es fácil obtener los esfuerzos en la sección homogénea de concreto, considerándola como tal antes de que se presente algún agrietamiento en la cara sometida a tensión. El agrietamiento ocurre regularmente cuando en el concreto se presentan esfuerzos de más de 25 kg/cm^2 , que es el valor aproximado del módulo de ruptura para los concretos de uso común para preesfuerzo.

El módulo de ruptura representa la capacidad del concreto, en elementos sometidos a flexión, para soportar por si solo esfuerzos de tensión antes de que se presente cualquier agrietamiento apreciable o en el caso que sea concreto simple, su falla repentina.

El SEGUNDO CONCEPTO, considera al concreto preesforzado como una combinación de acero y concreto, similar al concreto reforzado, con el acero preestirado absorbiendo la tensión y el concreto la compresión, así que los dos materiales forman un par resistente contra el momento exterior (fig. 1.8). En el concreto preesforzado, se utiliza el acero de alta resistencia, el cual se tendrá que alargar una gran cantidad antes de que se utilice totalmente su resistencia. Si el acero de alta resistencia se ahoga únicamente en el concreto, como el refuerzo ordinario del concreto, el concreto circundante se agrietará seriamente antes de que se desarrolle la resistencia total del acero (fig. 1.9). Por consiguiente, es necesario preestirar al acero con respecto al concreto. Preestirando y anclando al acero contra el concreto, producimos esfuerzos y deformaciones deseables en ambos materiales: esfuerzos y deformaciones de compresión en el concreto, y esfuerzos y deformaciones de tensión en el acero. Esta acción combinada permite el empleo seguro y económico de los dos materiales, lo cual no se puede conseguir ahogando simplemente el acero en el concreto como se hace para el concreto reforzado ordinario.

Desde este punto de vista, el concreto preesforzado ya no es un tipo de diseño extraño; más bien es una extensión y modificación de las aplicaciones del concreto reforzado para incluir aceros de resistencia mayor.

Con este punto de vista, el concreto preesforzado no puede realizar milagros más allá de la capacidad de resistencia de sus materiales. Si bien se puede ejercer mucho ingenio en el diseño apropiado y económico de las estructuras de concreto preesforzado, no hay ningún modo absolutamente mágico para evitar la necesidad final de soportar un momento exterior por un par interno.

Ese par resistente interior deber ser suministrado por el acero en tensión y el concreto en compresión, ya sea concreto preesforzado o reforzado. Este concepto ha sido empleado para determinar la resistencia de ruptura en las traveses y vigas de concreto preesforzado y también es aplicable a su comportamiento elástico.

Ejemplo 1.2.2.: Resolver el problema establecido en el ejemplo anterior aplicando el principio del par resistente.

Primeramente tomemos la mitad de la viga como un cuerpo libre, exponiéndolo así al par interno (fig. 1.10). El momento exterior en la sección del centro del claro es como antes:

$$M = \frac{w L^2}{8} = \frac{1.70 (12)^2}{8} = \frac{244.8}{8} = 30.60 \text{ ton-m}$$

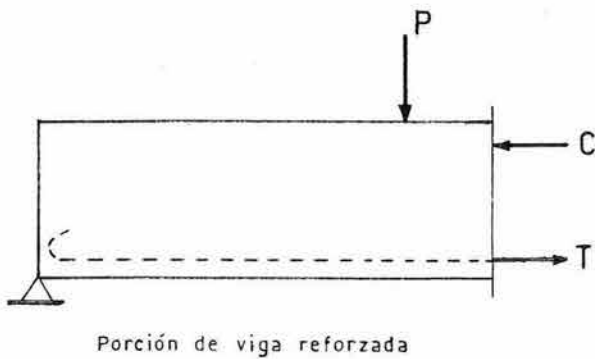
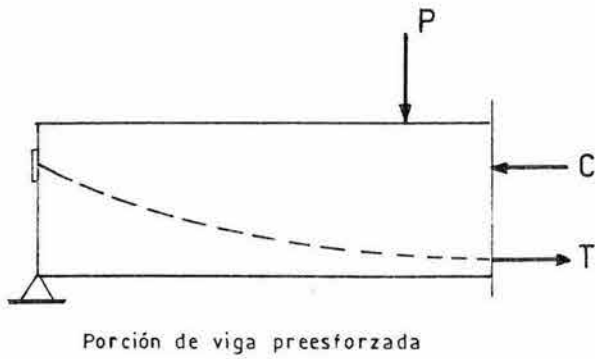


FIG. 1.8.
MOMENTO INTERNO RESISTENTE EN VIGAS DE CONCRETO PREESFORZADAS Y REFORZADAS

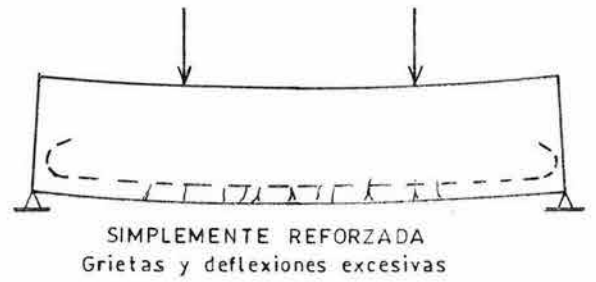
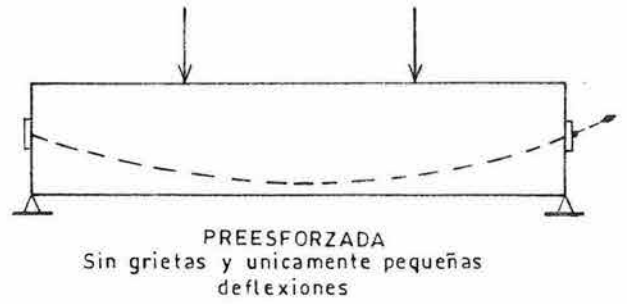


FIG. 1.9.
VIGA DE CONCRETO UTILIZANDO ACERO DE ALTA RESISTENCIA

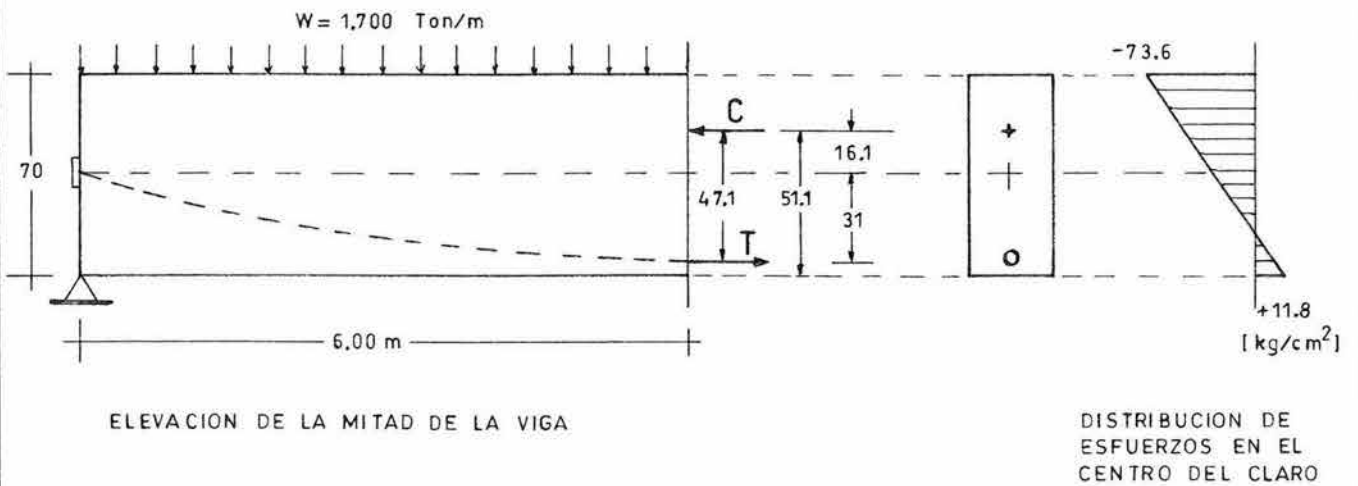


FIG. 1.10
APLICACION DEL PRINCIPIO DEL PAR RESISTENTE INTERNO EN UNA VIGA PREESFORZADA

El par interno está proporcionado por la fuerza $C = T = 65\,000$ Kg. Que debe actuar con un brazo de palanca z , de:

$$z = \frac{30.6 (100\,000)}{65\,000} = 47.1 \text{ cm}$$

Puesto que T actúa a 4 cm del lecho inferior, C deber actuar a 51.1 cm del mismo (47.1 + 4). Así se localiza el centro de la fuerza de compresión C .

Ahora para obtener los esfuerzos en el concreto debidos a la acción combinada del preesfuerzo y las cargas externas se puede usar la teoría elástica usual, puesto que ya se conoce la ubicación del centro de la fuerza de compresión.

Para $C = 65\,000$ kg. actuando con una excentricidad respecto al eje centroidal de la sección del concreto, de $51.1 - 35 = 16.1$ cm. El momento interno producido por esta fuerza es:

$$M = 16.1 (65\,000) = 1\,046\,500 \text{ kg-cm}$$

y los esfuerzos, producidos como resultado de la acción del preesfuerzo y la carga exterior, que se presentan en la sección bajo esta condición se obtienen considerando únicamente la compresión por preesfuerzo y el momento interno de la fuerza resistente excéntrica, es decir:

$$f_1 = \frac{P_e}{A_c} - \frac{M}{S_1} = \frac{65\,000}{2\,100} - \frac{1\,046\,500}{24\,500} = -30.9 - 42.7 = -73.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = \frac{P_e}{A_c} + \frac{M}{S_2} = \frac{65\,000}{2\,100} + \frac{1\,046\,500}{24\,500} = -30.9 + 42.7 = +11.8 \text{ kg/cm}^2$$

que son igual que en el caso anterior.

En un estado de sobre carga extremo, tal como el de las cargas factorizadas para diseño, los elementos de concreto preesforzado ya están agrietados a causa de las cargas severas que generan esfuerzos de tensión más allá de los soportables por el concreto simple y que son absorbidos en su totalidad por el acero, en estas condiciones no es posible aplicar la teoría de los materiales elásticos, por que ya no hay interacción directa entre el concreto en el lecho a compresión y el ubicado en la región de tensión, de tal forma que la capacidad del elemento, para esa condición, se analiza como para cualquier sección de concreto reforzado común.

El TERCER CONCEPTO, visualiza al preesfuerzo primeramente como un intento de balancear las cargas en un elemento. En el diseño general de una estructura de concreto preesforzado, el efecto del preesforzado se visualiza esencialmente como el equilibrio de cargas verticales para que así los elementos bajo flexión, tales como losas, traveses y vigas, no estén sujetos a esfuerzos de flexión bajo una condición de carga dada. Esto permite la transformación de un elemento en flexión, en un elemento bajo esfuerzo directo y así se simplifica grandemente tanto el diseño como el análisis de estructuras que serian complicadas

de otra manera. La aplicación del concepto requiere tomar al concreto como un cuerpo libre y reemplazar los tendones con fuerzas que actúan sobre el elemento.

Considerando una viga simple preesforzada con un tendón parabólico (fig.1.11) si:

P_e = fuerza de preesfuerzo.

L = longitud del claro.

Y_p = flecha de la parábola de la traza de preesfuerzo.

La fuerza reactiva uniforme que actúa de abajo hacia arriba está dada por:

$$w_{bal} = \frac{8 M_p}{L^2} = \frac{8 P_e Y_p}{L^2}$$

Así, para una carga uniforme w hacia abajo de igual magnitud que la creada por el preesfuerzo, la carga transversal en la viga se balancea, y la viga esta sujeta solamente a la fuerza axial P_e , la cual produce esfuerzos uniformes en el concreto, $f = P_e/A_c$. El cambio en los esfuerzos de esta condición de equilibrio, puede calcularse fácilmente por medio de las formulas ordinarias de la mecánica $f = M/S$ (en las fibras extremas).

Para una trabe con tendón doblado (fig. 1.12), se puede determinar de forma sencilla, por medio de la estática, la carga del tendón sobre el concreto. Este procedimiento, aun cuando es innecesariamente complicado para algunos casos simples, a menudo es muy efectivo para estructuras complejas, tales como vigas continuas, marcos rígidos, losas planas y losas con ábacos, y algunos cascarones delgados. Por esta razón se hará uso de este modo en el presente estudio y su descripción mas detallada se expondrá mas adelante.

Ejemplo 1.2.3.: Considerando la viga simple de los ejemplos anteriores, preesforzada con un tendón parabólico, resuelva el mismo problema (hallar los esfuerzos en el elemento cuando actúan el preesfuerzo y las cargas externas) usando el método de balance de cargas (fig. 1.13).

Se tiene que con:

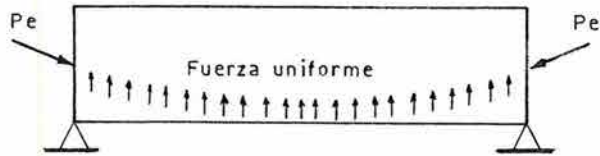
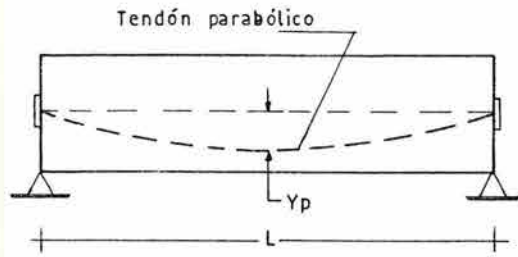
P_e = fuerza de preesfuerzo = 65.00 ton

L = longitud del claro = 12.00 m

Y_p = flecha de la parábola = 0.31 m

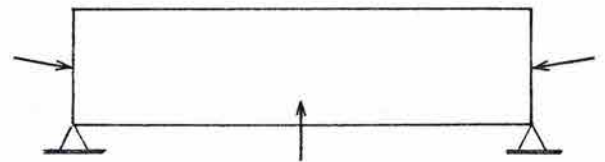
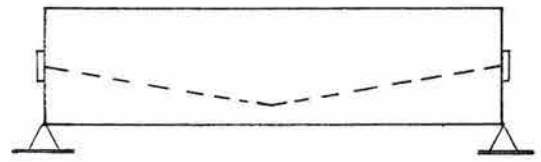
la fuerza reactiva uniforme que actúa hacia arriba, y que el tendón imparte al concreto es:

$$w_{bal} = \frac{8 P_e Y_p}{L^2} = \frac{8 (65.00) (0.31)}{(12.00)^2} = \frac{161.20}{1444} = 1.119 \text{ ton/m}$$



Fuerzas que reemplazan al preesfuerzo

FIG. 1.11.
VIGA PREEFORZADA CON UN TENDON PARABOLICO



Fuerzas que reemplazan al preesfuerzo

FIG. 1.12.
VIGA PREEFORZADA CON UN TENDON DOBLADO

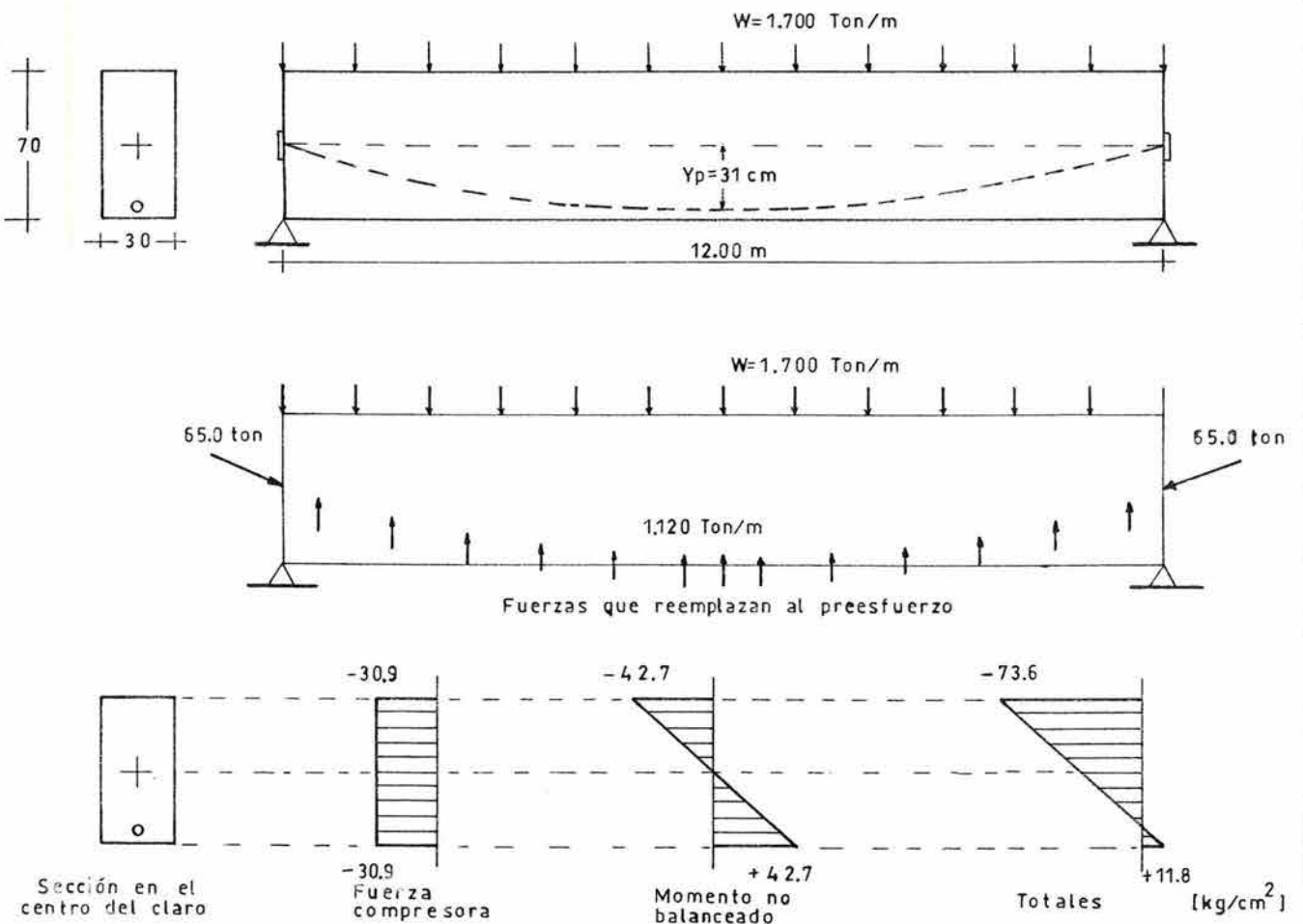


FIG. 1.13. METODO DE BALANCE DE CARGAS PARA OBTENER LOS ESFUERZOS POR FLEXION EN VIGAS PREEFORZADAS

Con una carga exterior, actuando hacia abajo, de la misma magnitud que la carga reactiva, la trabe estará sometida únicamente a esfuerzos de compresión provenientes de la fuerza directa P_e :

$$f_1 = f_2 = - \frac{P_e}{A_c} = - \frac{65\,000}{2\,100} = - 30.9 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos por la acción de las cargas adicionales se determinan de manera independiente y pueden superponerse con los esfuerzos anteriores para obtener los efectos totales. La carga exterior hacia abajo, que no fue balanceada por el preesfuerzo en la trabe de concreto, es:

$$1.700 - 1.119 = 0.58 \text{ ton/m}$$

y el momento al centro del claro debido a esta carga es:

$$M = \frac{w l^2}{8} = \frac{0.58 (12)^2}{8} = \frac{83.52}{8} = 10.45 \text{ ton-m}$$

Los esfuerzos por flexión debidos a este momento son:

$$f_1 = \frac{M}{S_1} = \frac{10.44 (100\,000)}{24\,500} = - 42.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = \frac{M}{S_2} = + \frac{10.44 (100\,000)}{24\,500} = + 42.7 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos totales que resultan de la carga no equilibrada y la fuerza compresora son:

$$f_1 = - 42.7 - 30.9 = - 73.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = + 42.7 - 30.9 = + 11.8 \text{ kg/cm}^2$$

los mismos que en los ejemplos 1.2.1. y 1.2.2.

En los ejemplos anteriores se ha descrito brevemente el comportamiento a flexión de trabes simples, pero tanto el análisis como el diseño del concreto preesforzado requieren de la consideración de varios **ESTADOS DE CARGA** que definan el comportamiento de las secciones de concreto ante las diferentes variaciones de las condiciones de trabajo, tanto para estructuras simples como para las estructuras estáticamente indeterminadas. Estos estados de carga se describen a continuación:

Estado	Descripción
1	Preesfuerzo inicial, inmediatamente después de la transferencia, cuando de manera particular para estructuras postensadas, se anclan los tendones sobre el concreto para transmitir la compresión y sólo actúa P_i (la fuerza de preesfuerzo inicial)
2	Preesfuerzo inicial más los efectos de la carga debida al peso propio del elemento, $P_i + w_o$, cuando al actuar el preesfuerzo en la sección del concreto flexiona y deflexiona la pieza y actúa inmediatamente el peso del concreto de la trabe.
3	Preesfuerzo inicial más la totalidad de la carga muerta, $P_i + w_o + w_m$.
4	preesfuerzo efectivo P_e , después de ocurridas las perdidas, más las cargas de servicio consistentes en la totalidad de la carga muerta más las cargas vivas esperadas, $P_e + w_o + w_m + w_v$ (máximas de servicio).
5	Cargas últimas, cuando se incrementan las cargas esperadas de servicio mediante factores de carga, y el elemento se encuentra al inicio de la falla.

Estos estados de carga pueden ajustarse desde el punto de vista de cada uno de los conceptos tratados para las varias condiciones de carga a las cuales está sujeta una trabe o cualquier elemento estructural de acuerdo a lo siguiente:

1. Peso propio, w_o .
2. Carga muerta sobrepuesta, w_m .
3. La carga de total de servicio w_s , consistente de la carga viva máxima de servicio w_v , agregada a las cargas muertas ($w_o + w_m + w_v$).
4. Un factor de seguridad FS_1 , aplicado a la carga de servicio para obtener la mínima carga del punto de fluencia en el elemento, $FS_1 (w_o + w_m + w_v)$.
5. Otro factor de seguridad FS_2 , que se aplica para obtener la carga mínima de ruptura, $FS_2 (w_o + w_m + w_v)$.

El diseño por el concepto de esfuerzo (PRIMER CONCEPTO) consiste realmente en igualar la carga de servicio ($w_o + w_m + w_v$) con el punto de "tensión nula" (o cierta tensión admisible) en la trabe.

El diseño por el concepto de resistencia (SEGUNDO CONCEPTO) consiste en igualar la carga $FS_2 (w_o + w_m + w_v)$ con la "resistencia a la ruptura" de la trabe.

El diseño por el concepto de la carga balanceada (TERCER CONCEPTO) consiste en igualar la carga ($w_o + w_m + FS_3 w_v$) (donde FS_3 vale cero o tiene un valor menor o igual a uno) con el punto de deflexión nula.

Los diseños basados en cualquiera de los tres conceptos podrían producir las mismas proporciones o unas con una gran variación. Los conceptos se resumen de la siguiente manera:

Cargas aplicadas	Comportamiento de la trabe
$(w_o + w_m + w_v)$	Tensión nula
$FS_2 (w_o + w_m + w_v)$	Ruptura
$(w_o + w_m + FS_3 w_v)$	Deflexión nula

Cabe mencionar, que sin importar que concepto se sigue en el diseño, es práctica común revisar el comportamiento de la trabe en los otros estados.

Así, en el caso de utilizar para el diseño el concepto de esfuerzo, los requisitos de resistencia a la ruptura y la deflexión de la trabe bajo la carga muerta, usualmente también se calculan. Dependerá de las circunstancias cual concepto será el mejor para seguir. Generalmente, es deseable escoger aquel que controlará el proporcionamiento del elemento (el de Ruptura).

Puesto que el punto de carga balanceada frecuentemente representa el comportamiento durante la mayor parte de la vida del elemento en la estructura requiere más consideración que los esfuerzos elásticos o la resistencia a la ruptura.

Otra consideración en la elección del concepto apropiado es la simplicidad del análisis y el diseño.

En el nivel de cargas de servicio o por debajo de él tanto los esfuerzos en el concreto como los actuantes en el acero están por lo general dentro del rango elástico. Sin embargo, si el miembro llega a sobrecargarse, es posible que uno o los dos materiales pueda ser esforzado dentro del rango inelástico, en cuyo caso, las predicciones de la resistencia última deberán basarse en las relaciones reales no lineales de esfuerzo-deformación.

Por otra parte, no es posible ir muy lejos en el análisis o diseño de elementos de concreto preesforzado sin tomar en cuenta que la fuerza pretensora no es constante. La fuerza de tensión en el gato P_j , aplicada inicialmente en el tendón, se reduce inmediatamente, a lo que se denomina fuerza de preesfuerzo inicial P_i . Una parte de esta pérdida en la tensión del gato, aquella debida a la fricción existente entre el tendón postensado y su ducto, realmente ocurre antes de la transferencia de la fuerza pretensora al concreto. La restante, debida al acortamiento elástico del concreto y a los deslizamientos en los anclajes del postensado al empezar a trabajar las cuñas de bloqueo, ocurren inmediatamente después de la transferencia.

Ocurren pérdidas adicionales a través de un largo periodo, debidas a la contracción y al escurrimiento plástico, y al relajamiento de los esfuerzos en el tendón de acero. Como consecuencia de esto, la fuerza pretensora se reduce de P_i hasta su valor final o efectivo P_e , después de haber ocurrido todas las pérdidas significativas que dependen del tiempo.

Los valores de mayor interés en el cálculo de los esfuerzos en el concreto son el preesfuerzo inicial P_i y el preesfuerzo efectivo P_e . Resulta conveniente expresar la relación entre estos términos en función de la **Relación de Efectividad R**, la cual se define como:

$$P_e = R P_i$$

Expresada de otra manera, la relación entre la cantidad de las pérdidas dependientes del tiempo y la fuerza inicial de preesfuerzo es:

$$\frac{P_i - P_e}{P_i} = 1 - R$$

En trabajos de mayor importancia es siempre recomendable calcular cuidadosamente cada componente de la pérdida de la fuerza compresora usando la mejor información disponible de las propiedades de los materiales y de la secuencia de la construcción. En los casos rutinarios o de menor importancia resulta adecuado suponer un valor para la relación de efectividad R,

basándose en la información publicada o en las experiencias previas de construcciones similares. También es recomendable hacer siempre el análisis y el diseño basándose en la fuerza de preesfuerzo efectivo P_e .

1.3. Método de la carga balanceada.

1.3.1. Generalidades.

Posiblemente la razón más importante para el incremento en la construcción masiva de elementos estructurales postensados se debió al desarrollo y difusión de técnicas que simplificaron en forma importante el análisis y diseño especialmente de sistemas postensados estáticamente indeterminados.

Estas técnicas de Equilibrio de Cargas, presentadas por el profesor T.Y. Lin, ofrece una visualización del cable de postensado como sistemas de cargas aplicadas sobre el concreto, similares a las cargas vivas y muertas ya conocidas. Este concepto eliminó gran parte del tedioso trabajo matemático asociado principalmente con el análisis indeterminado de elementos postensados.

El método de carga balanceada esta basado en el reemplazo teórico de los efectos de la fuerza de preesfuerzo por cargas equivalentes producidas por el perfil de los momentos de preesfuerzo ($P_e e$).

El equilibrio de cargas como método de análisis y diseño de estructuras postensadas es a la fecha, el método de aplicación más frecuente.

Mientras que el Concepto de Carga Balanceada representa la forma más simple para diseñar y analizar el preesfuerzo, su ventaja no es importante para las estructuras estáticamente determinadas. Sin embargo, cuando se trata de sistemas estructurales estáticamente indeterminados, el concepto de carga balanceada ofrece grandes ventajas tanto en el cálculo como en la visualización del comportamiento estructural.

EL concepto de carga balanceada ofrece una solución bastante mas simple para las estructuras estáticamente indeterminadas, especialmente para un diseño preliminar. También da una visión mejor del comportamiento estructural y proporciona una solución más inteligente para el diseño y el proyecto.

Una ventaja adicional de la solución por la carga balanceada es la conveniencia en el cálculo de las deflexiones. Puesto que la carga bajo la cual no habrá deflexiones en ningún punto del elemento, ya se conoce, simplemente se calcula la deflexión neta producida bajo cualquier condición de carga, considerando la carga diferencial actuando sobre un elemento elástico. Así, si el preesfuerzo efectivo equilibra la carga prolongada, el elemento permanecerá perfectamente a nivel sin importar el módulo de elasticidad o la deformación plástica por deflexión del concreto.

1.3.2. Balanceo de la carga en estructuras estáticas.

Aunque la solución por el método de la carga balanceada usualmente no es el mejor para diseñar vigas simples, puede hacerse referencia de las principales variables del método en estos sistemas.

La fig. 1.14a muestra cómo balancear una carga concentrada doblando gradualmente la línea de acción de la fuerza de preesfuerzo en el centro del claro, creando así una componente que actúa hacia arriba:

$$V = 2 P_e \text{ sen } u$$

Si V está equilibrada exactamente con una carga concentrada W aplicada también en el centro del claro, la trabe no está sujeta a ninguna carga transversal (despreciando el peso de la trabe). En los extremos la componente vertical del preesfuerzo ($P_e \text{ sen } u$) se transmite directamente a los apoyos, mientras que la componente horizontal ($P_e \text{ cos } u$) crea una compresión uniforme a lo largo de toda la trabe. Así los esfuerzos en la trabe en cualquier sección (excepto para concentraciones de esfuerzos locales) están simplemente dados por:

$$f = \frac{P_e \text{ cos } u}{A_c} = \frac{P_e}{A_c}$$

para pequeños valores de u .

Cualquier carga adicional a W causará flexión en la viga homogénea elástica (hasta el punto de agrietamiento), y pueden calcularse los esfuerzos en las fibras extremas simplemente por:

$$f = \frac{M c}{I} = \frac{M}{S}$$

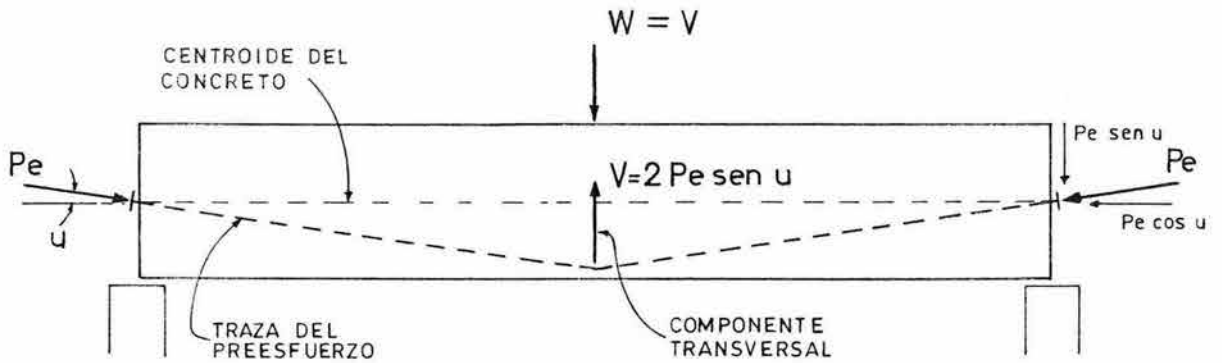
donde M es el momento producido por la carga adicional a W .

Nótese, que en los extremos de la viga el eje de la traza de los cables de preesfuerzo coincide con el eje centroidal de la pieza. Si hubiera cualquier excentricidad del preesfuerzo en alguno de los extremos, además de la carga reactiva equivalente, se generaría un momento concentrado en ese punto debido al producto ($P_e e$), que en el caso de existir debe ser considerado. En los casos comunes la traza del preesfuerzo coincide con el eje de la pieza en los extremos, no sólo por que cualquier desviación destruiría el equilibrio de las cargas, sino que no ayudaría a incrementar la eficiencia del cable.

De manera similar, la fig. 1.14b ilustra el equilibrio de una carga externa uniformemente distribuida por medio de un tendón parabólico cuya componente (w_{bal}) hacia arriba está dada por:

$$M = \frac{W_{bal} L^2}{8}, \quad P_e y_p = \frac{w_{bal} L^2}{8}$$

$$w_{bal} = \frac{8 P_e Y_p}{L^2}$$



EQUILIBRIO DE UNA CARGA CONCENTRADA

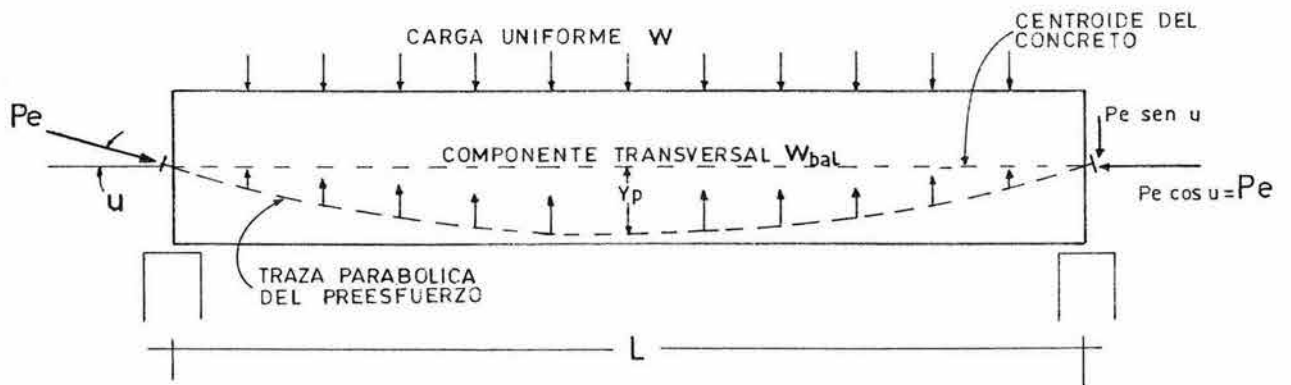


FIG. 1.14b. EQUILIBRIO DE UNA CARGA UNIFORME

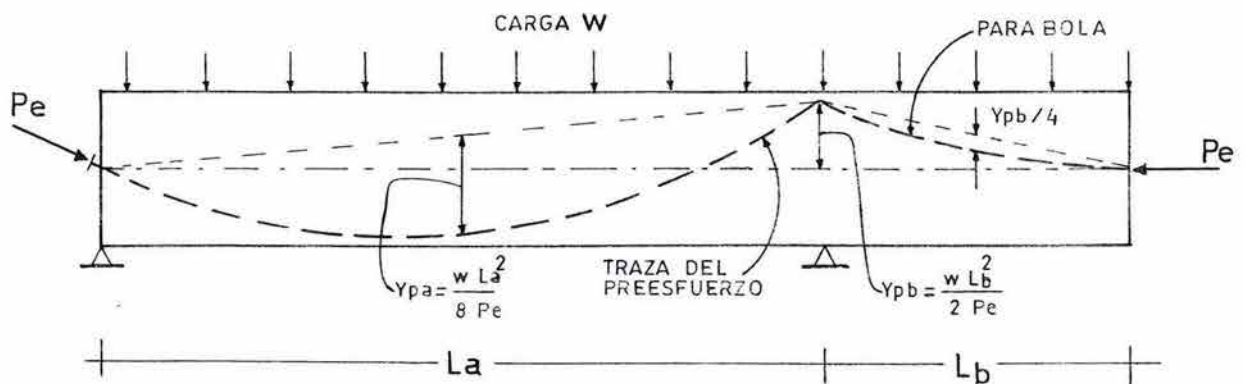


FIG. 1.14c. EQUILIBRIO DE LA CARGA PARA UNA TRABE CON CANTILIVER

Si la carga exterior w aplicada (incluyendo el peso de la trabe) se balancea exactamente con la componente w bal, no hay flexión en la trabe. La trabe nuevamente está bajo una compresión uniforme cuyo esfuerzo corresponde a:

$$f = \frac{Pe}{Ac}$$

Si la carga exterior fuera diferente de w , sólo es necesario analizar el momento M producido por la diferencia de carga y calcular los esfuerzos correspondientes por la formula:

$$f = \frac{M}{S}$$

Las condiciones para balancear las cargas son ligeramente diferentes para el caso de cantilivers (fig. 1.14c), donde cualquier componente vertical en el extremo volado romperá el equilibrio, excepto si hay una carga exterior aplicada en ese punto. Para equilibrar una carga uniformemente repartida w , la tangente a la línea de acción del preesfuerzo en el extremo volado deberá ser horizontal. Entonces la parábola para la porción en voladizo se puede localizar mejor cuando:

$$Pe Y_p = \frac{w L^2}{2} ; M = \frac{w L b^2}{2} ; Y_{pb} = \frac{w L b^2}{2 Pe}$$

y la parábola requerida para equilibrar la misma carga en el resto de la trabe, que trabaja como brazo de anclaje:

$$Y_{pa} = \frac{w L a^2}{8 Pe}$$

1.3.3. Balanceo de la carga en claros continuos.

El método de la carga balanceada se puede aplicar convenientemente a las vigas continuas de claros múltiples y desiguales, incluyendo el preesfuerzo desigual en los claros. Por ejemplo, la viga de la fig. 1.15 que soporta diversas cargas, puede tener las cargas en cada claro equilibradas al escoger un perfil apropiado para la traza del tendón de preesfuerzo. El claro en voladizo a la izquierda tiene el centro de gravedad del preesfuerzo tangente con el centroide del concreto en el extremo. El claro central tiene una flecha Y_{3a} para equilibrar la carga concentrada P y otra flecha Y_{3b} para equilibrar la carga uniforme w_3 . El claro mayor puede tener un preesfuerzo más alto añadiendo más cables. El preesfuerzo total en cada sección se calcula utilizando los correspondientes valores de Pe , w , L y Y_p para la sección del claro en cuestión. Si Pe se conoce, se calcula el valor de Y_p o si se predetermina Y_p entonces se calcula Pe .

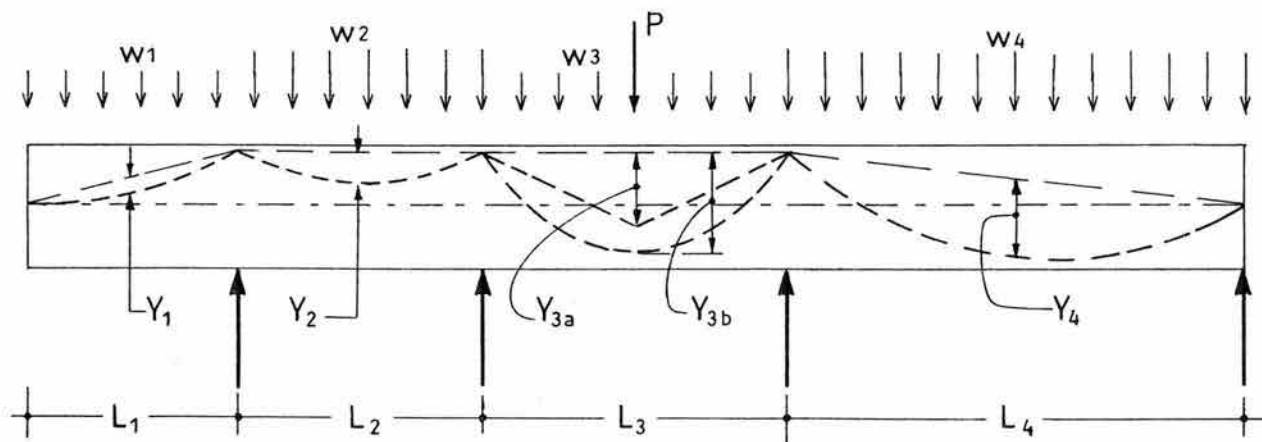


FIG. 1.15. BALANCEO DE LA CARGA PARA CLAROS CONTINUOS DE DIMENSION Y CARGA IRREGULARES

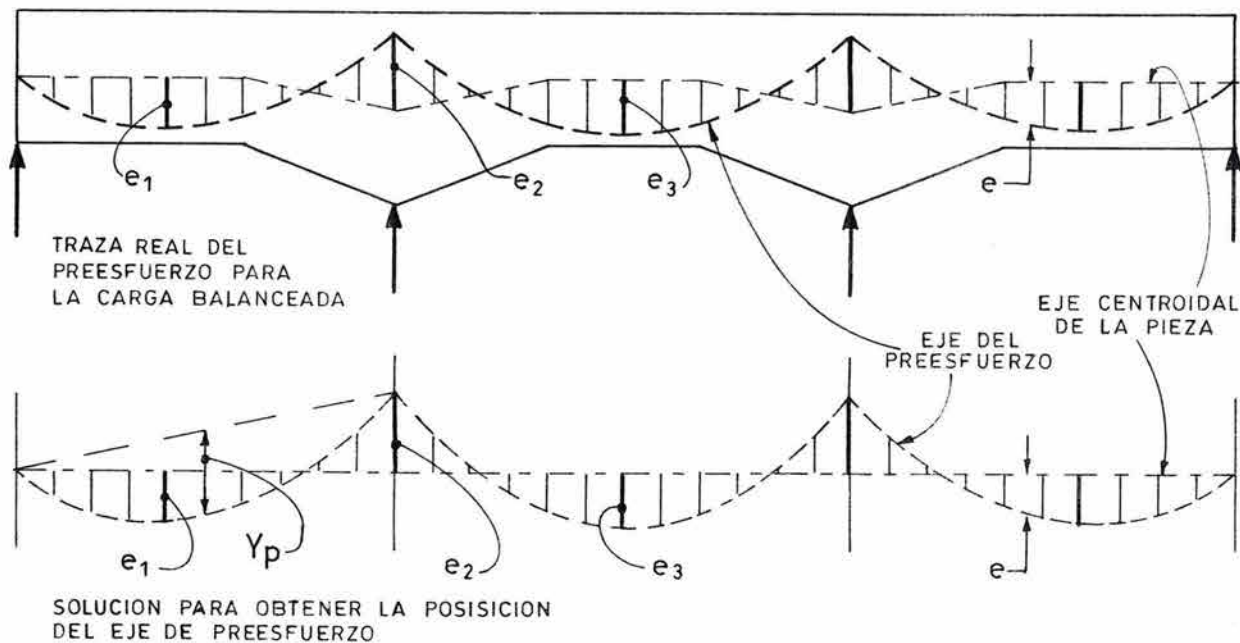


FIG. 1.16. DISEÑO DE CARGA BALANCEADA PARA UNA TRABE CON EJE CENTROIDAL CURVO

Si se hace esto, se equilibra la viga entera, debido al efecto del preesfuerzo y de la carga externa. Entonces el esfuerzo en cualquier sección se calcula simplemente por:

$$f = - \frac{P_e}{A_c}$$

en donde P_e y A_c son el preesfuerzo y el área de concreto para esa sección.

El uso apropiado de este método para el diseño depende grandemente de la elección de la carga apropiada que se va a equilibrar por el preesfuerzo.

Otra manera de localizar la línea de acción de la fuerza compresora, es ubicarla de manera proporcional al diagrama de momento que produce una carga exterior actuando en el elemento, la que se quiera equilibrar, y tomado como elevación del tendón el cociente de las ordenadas del diagrama de momento entre una fuerza compresora P_e , propuesta de manera razonable.

Este procedimiento es especialmente aplicable en los casos de que se trate de traveses con el eje centroidal curvo o doblado (fig. 1.16), donde no es posible aplicar de manera directa únicamente la curvatura del tendón mismo. Y donde también es posible un procedimiento inverso, es decir, determinar las cargas equilibradas a partir de un perfil de tendón propuesto en la trabe de eje curvo.

La solución se logra mediante un método semigráfico, puede tomarse cualquiera de las excentricidades (por ejemplo e_1 , e_2 , y e_3) de la trabe con eje curvo o doblado como puntos de control, transportándolas a un eje de trabe recto y después unir las con las parábolas u otros perfiles del tendón. A partir de esta ubicación ya es fácil calcular las flechas y el preesfuerzo requeridos para equilibrar las cargas.

Por último se trasladan los valores de las excentricidades obtenidas a la trabe original, definiéndose así el perfil real del tendón y las condiciones de preesfuerzo y de carga balanceada.

1.3.4. Balanceo de la carga en dos direcciones.

El balanceo bidimensional de carga difiere del balanceo lineal para traveses y columnas en que la componente transversal de los tendones en una dirección, o se suma o se resta de la componente en la otra dirección. Así, el diseño del preesfuerzo en las dos direcciones o dimensiones están muy relacionados una a la otra. Sin embargo, el principio básico de balanceo de las cargas permanece aún, y la principal ayuda del diseño es balancear una carga dada, así que la estructura entera (ya sea una losa o una trabe), tendrá una distribución uniforme de esfuerzos en cada dirección y no tendrá deflexión o contraflecha bajo esta carga. Cualquier desviación de esta carga balanceada se analizará entonces como cargas actuando en una losa elástica sin consideración adicional de la componente transversal de preesfuerzo.

Como ejemplo de balanceo bidimensional de la carga considérese una losa con trabajo en dos direcciones simplemente apoyada sobre muros perimetrales (fig. 1.17). Los tendones ejercen en ambas direcciones una fuerza hacia arriba en la losa, y si la suma de las componentes hacia arriba equilibrará la carga w hacia abajo, tenemos entonces un diseño balanceado. Así, si P_a y P_b son las fuerzas de preesfuerzo en las dos direcciones por unidad de ancho de la losa, tenemos:

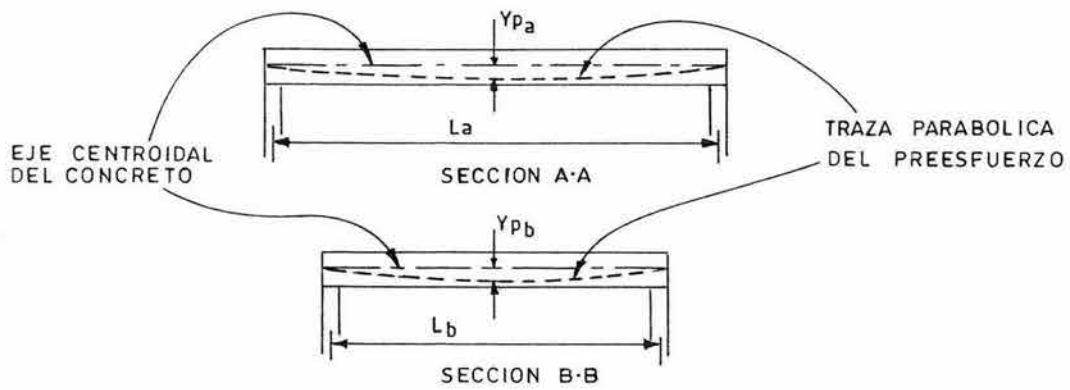
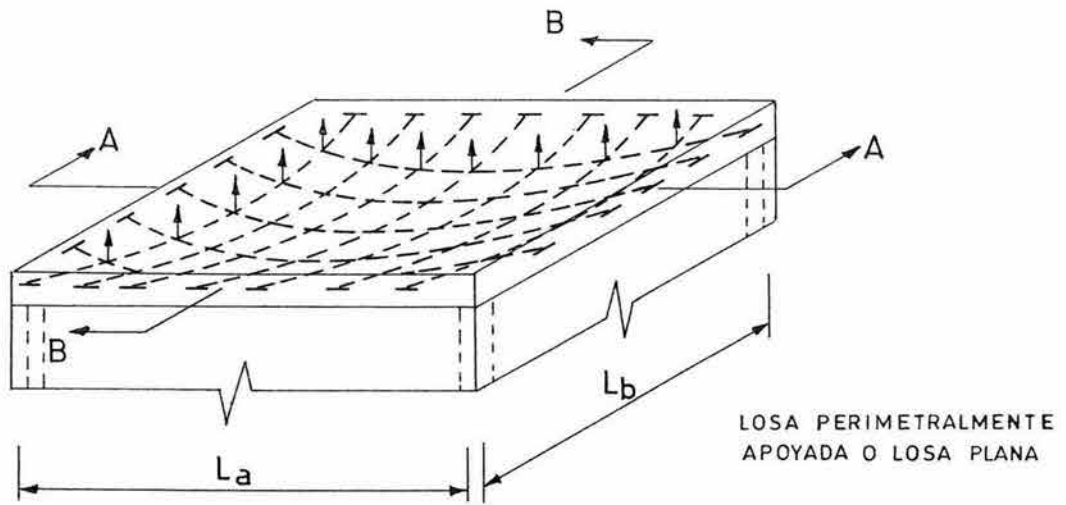


FIG. 1.17. EQUILIBRIO DE LA CARGA PARA LOSAS EN DOS DIRECCIONES

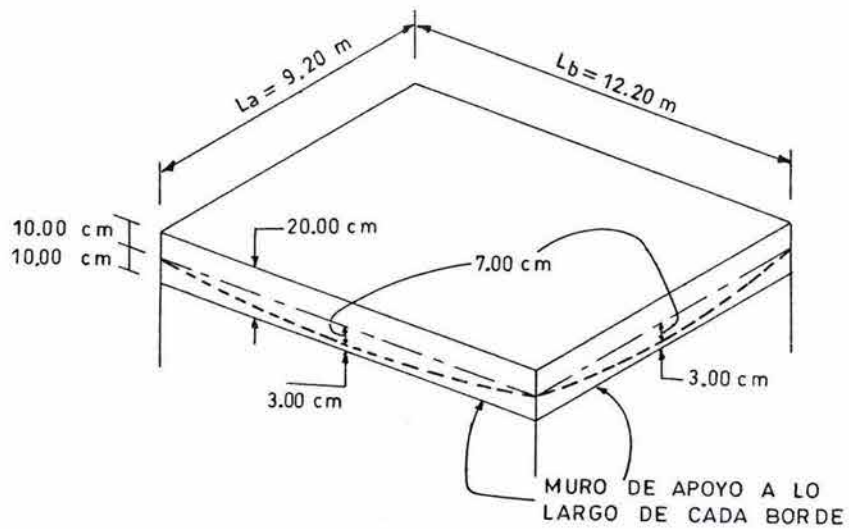


FIG. 1.18. EJEMPLO DE BALANCE BIDIMENSIONAL DE LA CARGA

$$\frac{8 P_a h_1}{L_1^2} + \frac{8 P_b h_2}{L_2^2} = w$$

Se aprecia que muchas combinaciones de P_a y P_b cumplirían la ecuación anterior. Esto deriva que la fracción de la carga a ser tomada por los tendones en cualquier dirección sea mas o menos arbitraria. Mientras que el diseño más económico es soportar la carga solamente en la dirección corta (o soportar $0.5 w$ en cada dirección en el caso de un panel cuadrado), las consideraciones prácticas podrían sugerir diferentes distribuciones. Por ejemplo, si ambas direcciones se preesfuerzan apropiadamente, es posible obtener una losa libre de grietas.

Bajo la acción de P_a , P_b , y la carga w , la losa entera tiene distribución uniforme de esfuerzos por unidad de ancho en cada dirección igual a P_a/t y P_b/t , respectivamente, siendo t el espesor de la losa. Cualquier cambio en la carga de la cantidad balanceada w , se puede analizar por la teoría elástica para losas. A continuación se ejemplifica el método.

Ejemplo 1.3.1.: Una losa maciza de 20 cm apoyada perimetralmente en muros, fig. 1.18, va a ser postensada en dos direcciones.

La carga viva de diseño es $w_v = 500 \text{ kg/m}^2$, se requiere calcular la magnitud del preesfuerzo, suponiendo que se desea en el concreto una compresión mínima de 14 kg/cm^2 en cada dirección, con el objeto de obtener una losa para un piso impermeable sin agrietamientos.

Puesto que el uso de una fuerza precompresora baja redonda en una economía final, resulta más factible soportar la mayor parte de la carga en la dirección corta y aplicar una cantidad mínima de preesfuerzo en la dirección larga.

Para una compresión promedio de 14 kg/cm^2 en el concreto, el preesfuerzo requerido para una franja de 1.00 m de ancho es

$$P_b = 14 (20.0) (100) = 28\,000 \text{ kg/m de ancho}$$

y con un tendón de traza parabólica, con excentricidad máxima al centro del claro ($Y_p = 7 \text{ cm}$) y cero en los apoyos, esta fuerza de preesfuerzo puede suministrar una carga uniformemente distribuida hacia arriba, en el claro largo, de:

$$w_{bal} = \frac{8 P_b Y_p}{L b^2} = \frac{8 (28\,000) (0.07)}{12.2^2}$$

$$w_{bal} = 105.35 \text{ kg/m}^2 \text{ o kg/m/m de ancho de losa.}$$

Puesto que el peso de la losa es de 488 kg/m^2 , será necesario suministrar otra carga reactiva en el sentido corto de $488 - 105.35 = 382.65 \text{ kg/m}^2$, con el objeto de balancear la carga muerta. Esto requerirá un preesfuerzo, con $Y_p = 7 \text{ cm}$, de:

$$P_a = \frac{W_{bal} a L^2}{8 Y_p} = \frac{382.65 (9.20)^2}{8 (0.07)} = 57\,835 \text{ kg/m}$$

el cual dará una compresión uniforme en el concreto de:

$$\frac{57\ 835}{20\ (100)} = -28.92\ \text{kg/cm}^2$$

Así, bajo la acción de la carga muerta y las fuerzas de presfuerzo efectivo, la losa está trabajando con un esfuerzo uniforme de $-14\ \text{kg/cm}^2$ en la dirección de $12.20\ \text{m}$ y de $-28.92\ \text{kg/cm}^2$ en la dirección de $9.20\ \text{m}$.

Ahora se puede investigar el efecto de la carga viva que no se está balanceando. Haciendo referencia al método 3, presentado por el código ACI-318-63 (este método se verá más a fondo en el Capítulo 2), se pueden obtener los efectos de dicha carga.

El método considera a las cargas actuando sobre la losa elástica, según el cual, se tiene que para una relación de claro corto a claro largo igual a:

$$\frac{A}{B} = \frac{9.20}{12.20} = 0.754$$

los coeficientes de momento, en la dirección corta y larga son:

$$C_{\text{all}} = 0.0606 \quad , \quad C_{\text{bll}} = 0.0193$$

respectivamente.

Así, para la carga no balanceada, $w_v = 500\ \text{kg/m}^2$, actuando en la losa elástica, se obtienen los efectos que ésta produce en la franja de ancho unitario. Para el lado corto, $A = 9.20\ \text{m}$, el momento flexionante producido es:

$$M_{\text{all}} = C^2 w A$$

$$M_{\text{all}} = (0.0606)^2 (500)(9.20) = 2\ 565\ \text{kg-m} / \text{m de ancho de losa}$$

Los esfuerzos debidos al momento producido por la carga no balanceada se obtienen para la sección de losa con ancho unitario, en la cual:

$$I_c = \frac{100\ (20)^3}{12} = 66\ 666.67\ \text{cm}^4$$

$$S = \frac{I_c}{C} = \frac{66\ 666.67}{10} = 6\ 666.67\ \text{cm}^3$$

Por lo tanto los esfuerzos producidos por el momento debido a la carga viva, se determinan como:

$$f_1 = \frac{M}{S} = \frac{2\,565\ (100)}{6\,666.67} = -38.47\ \text{kg/cm}^2$$

$$f_2 = +38.47\ \text{kg/cm}^2$$

Por consiguiente los esfuerzos totales en la fibra superior e inferior de la losa, en la dirección corta, resultan de superponer la compresión producida por la fuerza de preesfuerzo efectivo en esta dirección y los efectos de la carga no balanceada:

$$f_1 = -28.92 - 38.47 = -67.39\ \text{kg/cm}^2$$

$$f_2 = -28.92 + 38.47 = +9.55\ \text{kg/cm}^2$$

Para el sentido largo el procedimiento es el mismo, y el momento resultante para ese caso es $M = 1\,436\ \text{kg-m}$. Los esfuerzos así producidos en el concreto, considerando la sección de ancho unitario, son $f_1 = -21.54\ \text{kg/cm}^2$ y $f_2 = +21.54\ \text{kg/cm}^2$. Los esfuerzos finales en la dirección de 12.20 m serán entonces:

$$f_1 = -14.00 - 21.54 = -35.54\ \text{kg/cm}^2$$

$$f_2 = -14.00 + 21.54 = +7.54\ \text{kg/cm}^2$$

Aunque parece lógico balancear toda la carga muerta, tal balance puede requerir demasiado preesfuerzo en algunos casos. Puesto que siempre se permite una cierta deflexión para una estructura no preesforzada bajo la carga muerta, es razonable permitir también una cantidad limitada de deflexión, si esto no fuera objetable. Sin embargo, hay una gran tendencia en las estructuras preesforzadas a incrementar sus deflexiones como resultado de la deformación plástica y la contracción. Por lo tanto, deberá limitarse las deflexiones a un valor menor inicialmente.

Cuando la carga viva que va a ser soportada por la estructura es alta en comparación con la carga muerta, puede ser necesario equilibrar parte de la carga viva, así como la carga muerta. Sin embargo, si la carga viva a equilibrar consiste esencialmente de una carga temporal, esa consideración podría resultar en una contraflecha excesiva.

Si la carga viva representa una carga real prolongada, tal como se encuentra en los almacenes y bodegas, la contraflecha excesiva puede no aparecer. Cuando se intenta evaluar la magnitud de la carga viva que se va a balancear por el preesfuerzo, es necesario considerar la carga viva real, y no la carga viva especificada de diseño.

1.3.5. Criterio para determinar la carga a ser balanceada.

Un criterio interesante para estimar la carga que se equilibrará con la acción del preesfuerzo, basado en algunas experiencias en edificación y especialmente en sistemas con entrepisos postensados, hace referencia únicamente respectó a las cargas muertas,

considerando el peso propio (PP) del elemento comparado con las sobrecargas muertas (SCM) de la siguiente manera:

Tipo de estructura a balancear	Criterio para referencia de cargas	Carga a balancear
Ligera	SCM menor que PP	0.80 ó 1.00 PP
Mediana	SCM = 1.2 PP	1.10 PP
Pesada	SCM = 2 PP	PP + 0.3 SCM
Muy pesada	SCM = 3 PP	PP + 0.70 SCM

La sobrecarga muerta (SCM) son todas aquellas cargas de índole permanente en la estructura, que no forman parte del elemento para el que se esta definiendo la carga a ser balanceada, y cuyas magnitudes deben considerarse a nivel de servicio.

En general se recomienda balancear sólo aquellas cargas que van a ser de aplicación constante o prolongada sobre la estructura.

Por otra parte el criterio de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal recomienda que para elementos de concreto parcialmente preesforzado la magnitud del momento de descompresión sea cuando menos igual al que produce la carga muerta total más la carga viva media estipulada en él mismo. El momento de descompresión es aquel que produce esfuerzos nulos en la fibra extrema en tensión al superponer sus efectos a los efectos del preesfuerzo.

Dependiendo de la exactitud deseada en el control de la contraflecha y de la deflexión, se puede escoger la cantidad de carga que se va a balancear.

Por lo que, si se pueden estimar los límites de esfuerzos y si la importancia del control de la deflexión o el de la contra flecha se pueden estimar, no será difícil diseñar un elemento para que tenga el comportamiento deseado.

1.4. Vigas preesforzadas estáticamente indeterminadas.

1.4.1. Generalidades.

Como en concreto reforzado y otros materiales estructurales la continuidad puede lograrse en los apoyos intermedios y en los nodos de marcos de concreto preesforzado.

Existen ventajas importantes relacionadas con las estructuras estáticamente indeterminadas de concreto preesforzado tales como los momentos de diseño, que son reducidos en comparación con los que existen en las estructuras estáticas, también el aumento en la rigidez produce una disminución de las deflexiones, y en los marcos continuos, la rigidez de los nudos proporciona un importante mecanismo para resistir las cargas horizontales inducidas por viento o sismo.

Consecuentemente, las estructuras se aligeran y sus cimentaciones también son ligeras y se reducen el costo de los materiales y de construcción. Adicionalmente, la estabilidad y la resistencia a cargas longitudinales y laterales tiene mejor desempeño. Como resultado la relación claro-peralte también mejora dependiendo del tipo de sistema continuo que se trate.

Para los claros continuos el diagrama de momentos máximos de diseño tiene picos localizados por lo general en los apoyos. Para las estructuras de concreto reforzado común, el momento resistente puede fácilmente variarse para adecuarse a los momentos que controlan el diseño en varias secciones, cortando o doblando las varillas en donde estas no se requieran. Para los elementos preesforzados, a menudo el refuerzo principal es un tendón continuo de sección transversal constante cuya área se determina por los requisitos de la sección de momento máximo. Para los claros continuos en los cuales los requerimientos de momento varían gradualmente a lo largo de toda la longitud, esto puede conducir a diseños no económicos. Pero esto se puede evitar, reforzando con acero no preesforzado los máximos de los momentos negativos de diseño y reduciendo así la cantidad de acero de preesfuerzo.

Las ventajas substanciales en las estructuras indeterminadas vienen acompañadas de acciones adicionales inducidas por el preesfuerzo, que produce efectos que deben considerarse en forma especial.

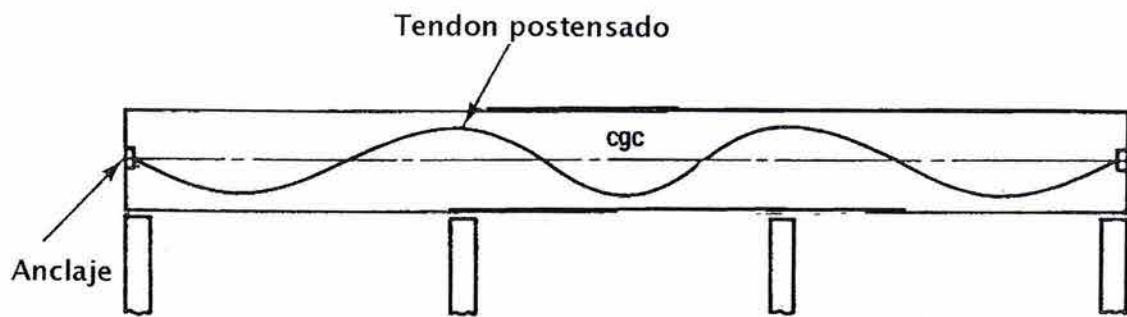
Desde este punto de vista, las desventajas de la continuidad del concreto preesforzado pueden compensar en cierta forma las ventajas de la continuidad en este tipo de construcción, al ser significativas en algunas circunstancias, por lo que deben considerarse los siguientes efectos:

1. Las elevadas pérdidas de preesfuerzo debido al gran número de curvaturas y longitud del tendón.
2. La concurrencia de momento y cortante en la sección de los apoyos, lo cual reduce la resistencia a flexión de esta sección.
3. Las fuerzas laterales excesivas y momentos en las columnas de apoyo, particularmente si estas están conectadas rígidamente a las vigas. Estas fuerzas son causa del acortamiento elástico por la longitud del claro de las vigas bajo el preesfuerzo.
4. Los efectos por los altos esfuerzos secundarios debido al acortamiento, flujo plástico por variaciones de temperatura, y disposición de los apoyos.
5. La presencia de momentos secundarios debidos a las reacciones inducidas en las columnas de apoyo causados por las fuerzas de preesfuerzo.
6. La posibilidad de inversión severa de momentos debido a la alternancia de carga en los claros.
7. Los valores de momento en los apoyos intermedios que requieren refuerzo adicional en esas secciones, que de otra manera no seria necesario si fueran vigas simplemente apoyadas.

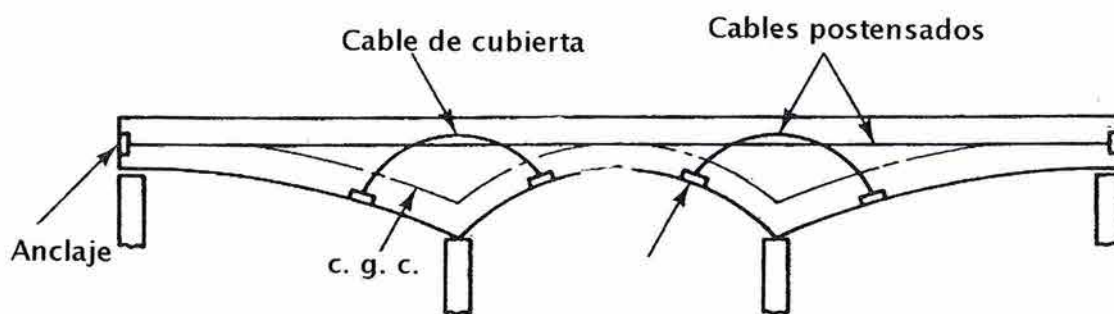
Todos estos factores pueden ser importantes dentro de las consideraciones para un diseño apropiado y para la adecuada construcción del sistema final, incluyendo las previsiones especiales para la orientación de las columnas de apoyo.

Los arreglos y disposiciones de los sistemas usados a lo largo de claros adyacentes y el criterio y el ingenio en los diseños de ingeniería determinaran el perfil del tendón y el método a ser usado para lograr la continuidad. Básicamente existen dos categorías de vigas continuas preesforzadas:

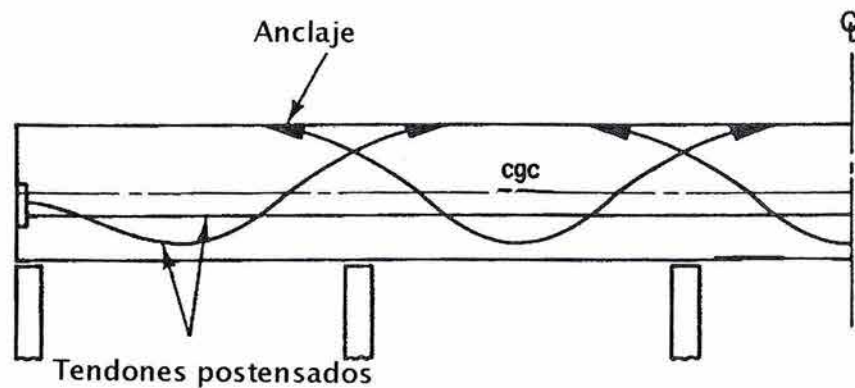
1. Vigas con continuidad monolítica, cuando todos los tendones son generalmente continuos a través de los claros y todos los tendones se preesfuerzan in situ. El preesfuerzo en este caso se hace por medio de postensado.



a. Viga con peralte constante.

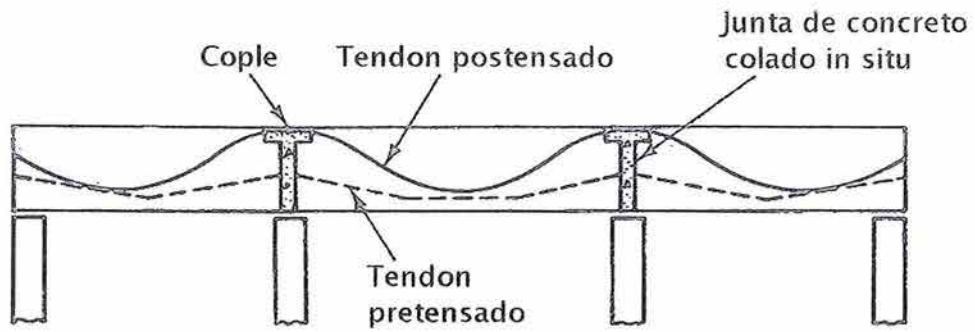


b. Viga no prismática con cables de cubierta.

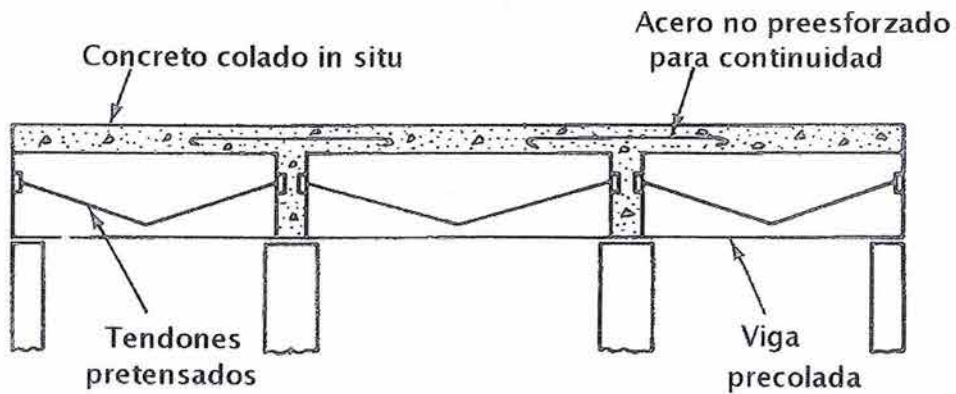


c. Viga prismática con tendones traslapados.

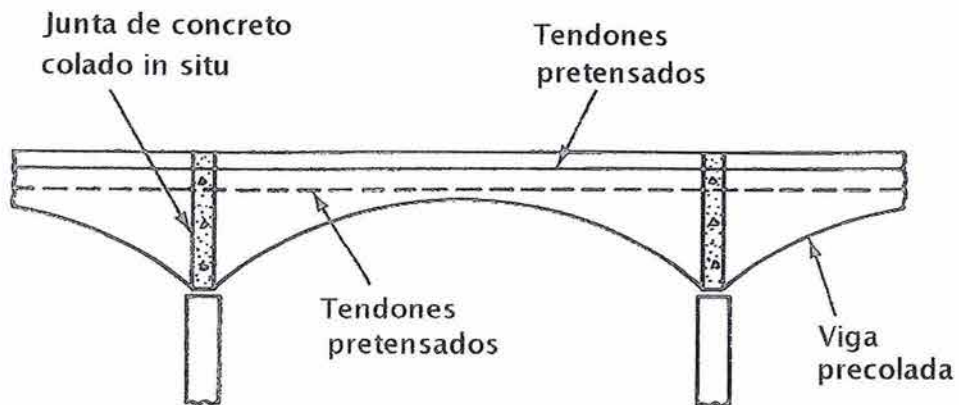
Fig. 1.19. DISPOSICION DE TENDONES PARA VIGAS PREESFORZADAS CON CONTINUIDAD MONOLITICA



a. Continuidad usando coples para postensado.



b. Continuidad usando acero no preesforzado.



c. Continuidad en vigas no prismáticas postensadas

Fig. 1.20. CONTINUIDAD USANDO VIGAS PRECOLADAS Y PRETENSADAS

2. Vigas continuas con continuidad no monolítica, cuando los elementos precolados se usan como vigas simples y la continuidad se logra en la sección de los apoyos a través de concreto reforzado diseñado para lograr el nivel de continuidad para resistir las cargas muertas superpuestas y las cargas vivas después de que el concreto ha endurecido.

La figura 1.19 muestra varios sistemas y combinaciones de sistemas para lograr la continuidad monolítica, en la fig. 1.19a se presenta un sistema simple de continuidad con todos los claros colados in situ y postensados después de haber endurecido el concreto, en este caso se tiene el problema de que la evaluación de las pérdidas por fricción no es lo suficientemente exacto. El sistema mostrado en la fig. 1.19b usa una viga de peralte variable con secciones no prismáticas, que causa costos adicionales por dificultades en la ejecución de los trabajos.

La figura 1.20 ilustra la continuidad lograda con elementos no monolíticos. La continuidad se logra por medio del uso de vigas precoladas y pretensadas con juntas de conexión de concreto colado in situ después de concluido el montaje de los elementos. La fig. 1.20a y 1.20c tienen un grado comparable para estimar la pérdidas por fricción y otras pérdidas. El sistema en la fig. 1.20b es la manera más simple de lograr la continuidad del concreto preesforzado en la construcción compuesta. Los elementos precolados y pretensados se diseñan para resistir, con el acero preesforzado, los momentos debidos a su peso propio y su transportación, y el acero no preesforzado en la región de momento negativo en el apoyo se diseña para resistir la carga muerta adicional superpuesta y la aplicación de los momentos debidos a la carga viva. Si se logra en el diseño la continuidad total, las vigas precoladas pueden tener acortamiento después de colocar el concreto de la sección compuesta.

1.4.2. Análisis elástico y comportamiento.

Las estructuras de concreto reforzado son usualmente estáticamente indeterminadas debido a que la continuidad se logra mediante la construcción monolítica. Ventajosamente, los momentos por flexión son menores en comparación con los producidos en vigas estáticamente determinadas, por consiguiente se puede lograr una sección más económica. Las deformaciones debidas a las cargas axiales usualmente son ignoradas, excepto en elementos muy rígidos, y en la conexión con los apoyos sólo se considera rara vez desde el flujo plástico hasta el agrietamiento y no causan esfuerzos adicionales.

A consecuencia de la aplicación del preesfuerzo, los momentos en una viga continua se afectan directamente por el preesfuerzo e indirectamente por las reacciones de apoyo inducidas por la flexión de la viga.

En el concreto preesforzado, la continuidad sólo reduce los momentos por flexión. Sin embargo, los momentos por flexión debidos a la excentricidad de las fuerzas de preesfuerzo causan reacciones secundarias y momentos secundarios por flexión. Estas fuerzas y momentos secundarios incrementan o reducen el efecto primario de la excentricidad de las fuerzas de preesfuerzo. Así, los efectos del acortamiento elástico, agrietamiento y flujo plástico (creep) son de magnitud comparable a las estructuras continuas de concreto reforzado.

Algunas veces los elementos preesforzados, incluyendo los parcialmente preesforzados, tienen algún límite de agrietamiento comparado al de los elementos de concreto reforzado, la teoría elástica para estructuras indeterminadas puede aplicarse con suficiente exactitud en el estado límite de cargas de servicio.

En otras palabras, los elementos preesforzados pueden ser considerados esencialmente como un material elástico continuo hasta el nivel de agrietamiento, mientras que en el caso de los elementos de concreto reforzado no se tiene una suposición racional desde el inicio de su agrietamiento por flexión, que generalmente se encuentra entre el 10 y el 15 por ciento de la carga de falla.

Cuando se preesfuerza una viga simplemente apoyada no hay reacciones de los apoyos inducidas por el preesfuerzo. Considerando una viga simple, sin importar cuanto se preesfuerce la viga, sólo los esfuerzos internos serán afectados por el preesfuerzo. Las reacciones, determinadas por la estática, dependen de las cargas vivas y muertas, incluyendo el peso propio, pero no las afecta el preesfuerzo. Sin carga sobre la viga, no importa cómo se preesfuerce interiormente la viga, las reacciones serán nulas, y por lo tanto, el momento exterior también será nulo.

Sin momentos exteriores sobre la viga, el momento resistente interno debe ser nulo, y por lo tanto, la línea de acción C, que es la línea centroidal de las fuerzas de compresión en el concreto, debe coincidir con la línea T, que es el eje centroidal de la traza del tendón de preesfuerzo. Siendo conocida la ubicación de la línea C en el concreto, el momento interno en cualquier sección se puede determinar simplemente por $M = (T \cdot e) = (C \cdot e)$ (donde e es la excentricidad del eje de la traza del tendón de preesfuerzo con respecto al eje centroidal de la sección de concreto).

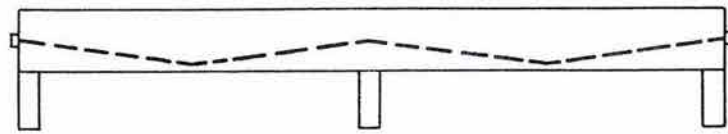
Los efectos del preesfuerzo en una viga continua son muy diferentes. La figura 1.21 muestra una viga de concreto preesforzado con dos claros continuos. Cuando se preesfuerza la viga (fig. 1.21 b), se flexiona y se deflexiona, la flexión puede ser tal que tienda a deflexionar la viga alejándola de alguno de sus apoyos, las reacciones deben ejercerse sobre la viga para mantenerla allí. De éste modo se inducen las reacciones cuando se preesfuerza una viga continua (a menos que ocasionalmente o de propósito no tienda el preesfuerzo a deflexionar a la viga en cualquiera de sus apoyos).

Estas reacciones inducidas producen momentos externos en la viga. Para resistirlos, la línea C, que es la línea resultante de la fuerza de compresión del preesfuerzo, debe desplazarse una distancia, a, de la línea T, que es el centro de gravedad del acero del tendón de preesfuerzo, tal que el momento resistente interno sea igual al momento externo M debido a las reacciones, esto es:

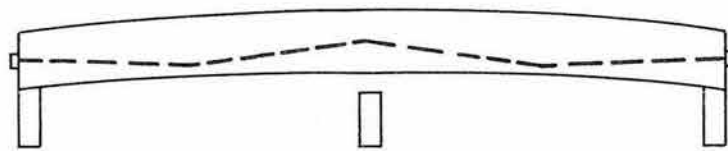
$$a = \frac{M}{T}$$

Si comparamos la viga simple con la viga continua bajo la acción del preesfuerzo, despreciando el peso propio de la viga y todas las cargas exteriores. En la viga simple, la línea C coincide con la línea T. En la viga continua, la línea C generalmente se desvía respecto a la línea T. En la viga simple, la distribución de los esfuerzos en el concreto, en cualquier sección la determina la posición de la línea T. En la viga continua la determina la posición de la línea C que no coincide con la línea T.

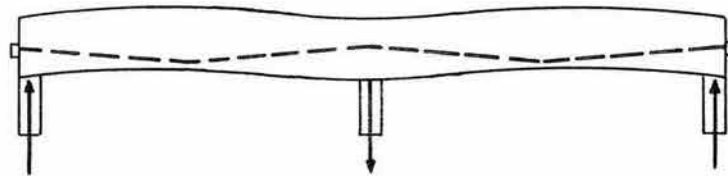
La diferencia entre los dos tipos de viga radica en la presencia de reacciones y momentos exteriores en la viga continua, producidos como resultado del preesfuerzo.



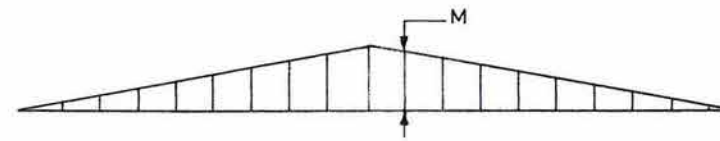
a. VIGA CON TENDONES DE PREESFUERZO



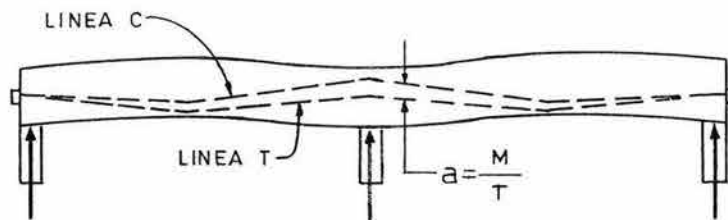
b. FLEXION DE LA VIGA BAJO EL PREESFUERZO SI NO ESTA SOSTENIDA POR APOYOS



c. REACCIONES EJERSIDAS PARA SOSTENER LA VIGA EN SU SITIO



d. DIAGRAMA DE MOMENTOS DEBIDO A LAS REACCIONES



e. DESVIACION DE LA LINEA C DE LA LINEA T DEBIDA AL MOMENTO POR REACCIONES

FIG. 1.21. EFECTOS DEL PREESFUERZO EN UNA VIGA CONTINUA

Puesto que el momento exterior lo producen solamente las reacciones y puesto que las reacciones se aplican solamente en los apoyos, la variación del momento entre dos apoyos consecutivos cualesquiera, es lineal. Si T permanece constante entre los apoyos, entonces la desviación, δ , que es directamente proporcional al momento exterior M , también tiene que variar linealmente.

Debido a la excentricidad del preesfuerzo se inducen fuerzas *secundarias* o reacción R en el apoyo central, originando momentos debidos al preesfuerzo, $M1 = Pe e_1$, que son nombrados MOMENTOS PRIMARIOS, y los momentos $M2$ causados por la inducción de las reacciones se denominan MOMENTOS SECUNDARIOS. El efecto de los momentos secundarios es el cambio de la localización de la línea de compresión, que es la línea C , en los apoyos intermedios de una estructura continua, y este efecto es el que regresa la viga en la sección del apoyo a su posición original después del preesfuerzo (ver la fig. 1.21c). La reacción secundaria R causada por la deflexión δ se neutraliza y la viga es obligada a descender en el apoyo intermedio por una reacción R de igual magnitud pero opuesta, provocando que la línea C en el apoyo intermedio quede arriba del centro de gravedad de la sección de concreto (cgc). Si las dos líneas coinciden la reacción R resulta cero.

Una vez que se han determinado los momento secundarios sobre los apoyos, pueden interpolarse para cualquier punto intermedio a lo largo de la viga. Estos momento se llaman secundarios por que se derivan del preesfuerzo y por que existen en una viga estáticamente indeterminada.

En cuenta de tal momento primario que actúa en una viga continua, los momentos secundarios causados por las reacciones inducidas se podrán calcular.

En la figura 1.22 se muestra el diagrama de momentos por flexión debidos a la fuerza de preesfuerzo de una estructura. Si se superpone en el diagrama de momentos $M2$ (fig. 1.22b) resultará el diagrama de momentos $M3 = (M1 + M2)$ (fig. 1.22c), que es generado debido a las fuerzas de preesfuerzo para la condición en donde las fibras inferiores de la viga tocan los apoyos intermedios. En estas condiciones la línea de compresión C se mueve una distancia (a) desde el perfil del centro de gravedad del acero de preesfuerzo (cga) que es la línea T (fig. 1.22d). El momento resultante debido al preesfuerzo, es entonces, la suma algebraica de los momentos primarios y secundarios. Una vez obtenidos los momentos resultantes ($M3$), los momentos secundarios se pueden calcular de la relación:

Momento resultante = Momento secundario + Momento primario

El momento primario $M1$ en cualquiera sección del concreto, como ya se dijo, es:

$$M1 = Pe e$$

La ubicación de la línea de compresión C se obtiene transformando linealmente la línea T , que es la ubicación física de los tendones de preesfuerzo, por lo que tendrá una excentricidad $e2$ independiente a la de T , con respecto al eje centroidal de la sección de concreto de la viga:

$$e2 = \frac{\text{Momento resultante del preesfuerzo (M3)}}{\text{Fuerza de preesfuerzo (Pe)}}$$

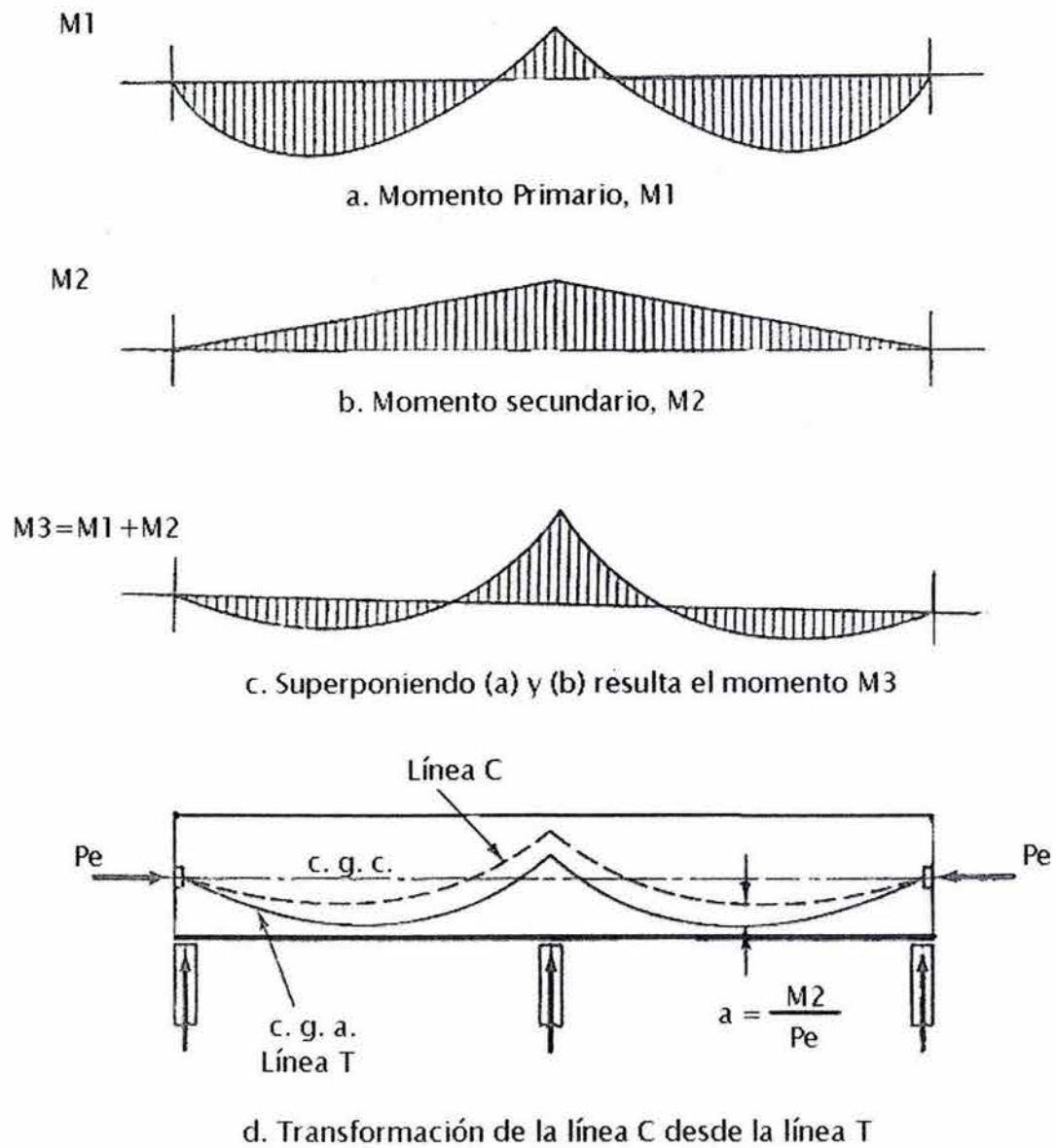


FIG. 1.22.

SUPERPOSICIÓN DE LOS MOMENTOS SECUNDARIOS PRODUCIDOS SÓLO POR EL PREESFUERZO Y TRANSFORMACIÓN DE LA LÍNEA DE COMPRESIÓN C

Puesto que la línea C, se desvía linealmente de la línea T, tendrá la misma forma intrínseca que la línea T y se puede dibujar fácilmente. Como el momento secundario está representado por la desviación de la línea C respecto a la línea T, pueden calcularse con la relación:

$$M2 = M3 - M1$$

y la desviación (a) de la línea C respecto de la línea T, se obtiene por la expresión:

$$a = \frac{\text{Momento resultante} - M1}{Pe} = \frac{M2}{Pe}$$

Existen varios métodos para analizar y diseñar una viga continua preesforzada, entre ellos está el de la carga balanceada.

Con la aplicación del concepto de carga balanceada (fig. 1.23) a las vigas continuas es posible obtener los momentos resultantes del preesfuerzo casi de forma directa y derivar así sus otros efectos. Una viga continua, bajo la acción reactiva de la componente transversal del preesfuerzo y la carga externa de igual magnitud pero sentido opuesto, tendrá un esfuerzo uniforme a través de cualquier sección de la viga. Esto está dado por:

$$f = \frac{Pe}{Ac}$$

Para cualquier cambio de esa condición de carga se puede aplicar el análisis elástico ordinario (como la distribución de momentos) a la diferencia de cargas para obtener el momento $M4 = (M3 - Ms)$ en cualquier sección, y los esfuerzos resultantes se calcularán por la fórmula familiar:

$$f = \frac{M4 c}{I} = \frac{M4}{S}$$

Así los esfuerzos finales en las fibras extremas de la sección de concreto serán:

$$f_1 = \frac{Pe}{Ac} - \frac{M4}{S_1}$$

$$f_2 = \frac{Pe}{Ac} + \frac{M4}{S_2}$$

Esto significa que, después de equilibrar la carga, el análisis de las vigas continuas preesforzadas se reduce al análisis de una viga continua no preesforzada.

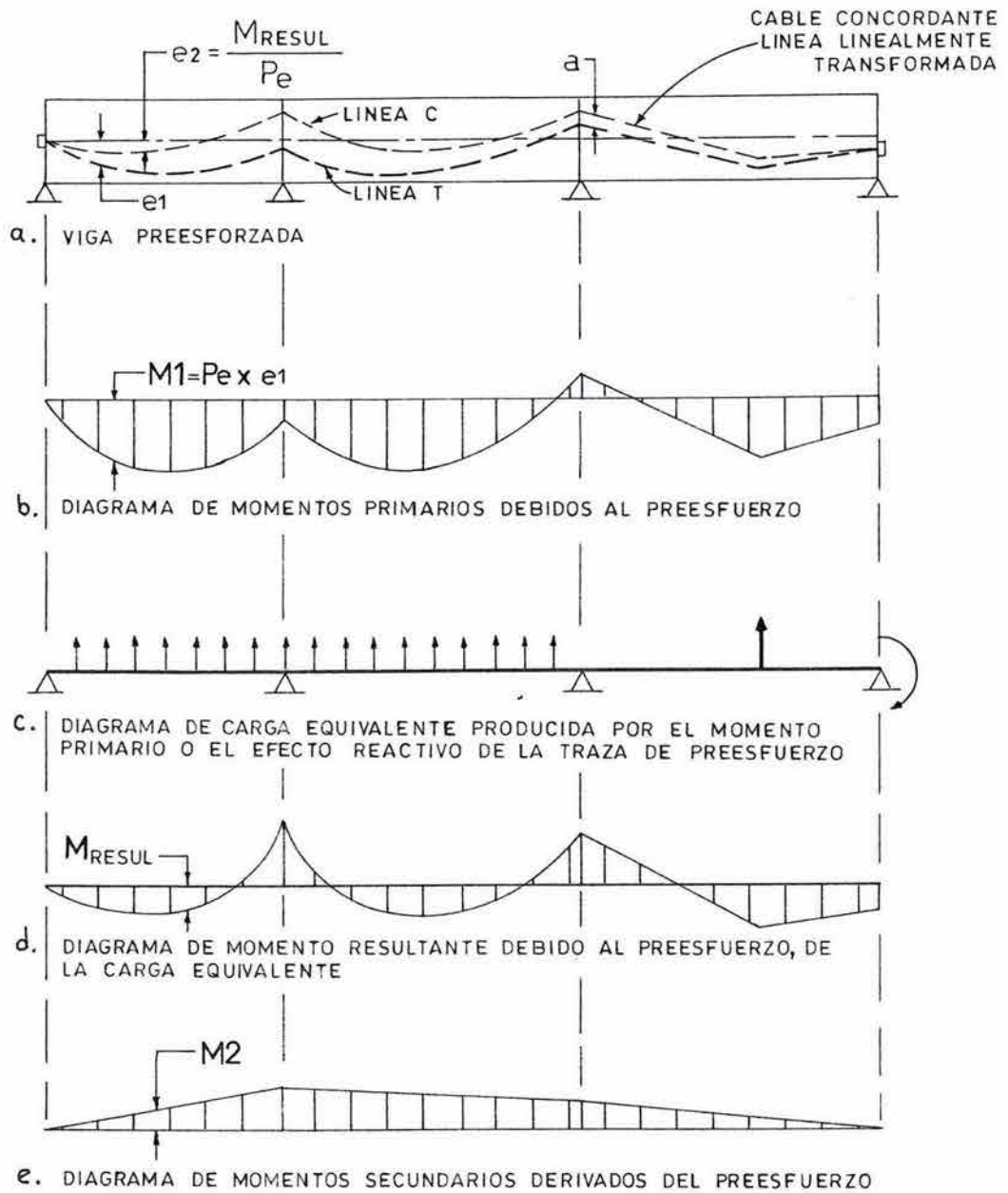


FIG. 1.23. MOMENTOS DEBIDOS AL PREESFUERZO EN UNA VIGA CONTINUA

Además, puesto que tal análisis se aplicará solamente a la porción no balanceada de la carga, aquellas inexactitudes en el método de análisis se convertirán en un factor insignificante relativamente, y con frecuencia han probado ser suficientes los métodos aproximados.

En el análisis, la sección del concreto, el área de acero y la posición del acero ya se conocen o se suponen, y sólo es necesario calcular los esfuerzos para las condiciones de carga dadas. No acontece lo mismo en el cálculo, que es esencialmente un procedimiento de tanteos en un esfuerzo por lograr las mejores proporciones.

Para calcular bien, debe uno conocer algo de la mecánica de las vigas continuas preesforzadas, esto está ligado con los conceptos de "transformación lineal" y "concordancia" de los cables.

Una transformación lineal se lleva a cabo cuando se cambia la posición de la línea T o la línea C, sobre los apoyos interiores de una viga continua, sin cambiar la forma intrínseca (por ejemplo, la curvatura y los dobleces) de la línea dentro de cada claro individual. La posición de la línea se mueve solamente sobre los apoyos cuando se desea y bajo esta condición permanece invariable la forma de la línea dentro de cada claro, solamente se cambia la magnitud de la flexión de línea sobre los apoyos.

Con referencia a esto, ya se describió un uso de la transformación lineal cuando se estableció que "la línea C que resulta del preesfuerzo de una viga continua es una línea linealmente transformada de la línea T" (fig. 1.23 a), lo cual está justificado por el hecho de que el momento secundario que produce la desviación entre las dos líneas varía linealmente entre dos apoyos consecutivos cualesquiera.

Ahora, otro tema interesante que se refiere a la transformación lineal, es que en una viga continua, cualquier línea T puede transformarse linealmente sin cambiar la posición de la línea C resultante. Esto significa que la transformación lineal de la línea T no afecta los esfuerzos en el concreto, puesto que permanece invariable la línea de compresión C, y por lo tanto, los mismos esfuerzos en el concreto a pesar de sus posiciones aparentemente divergentes. Debe observarse aquí, que aunque los momentos resultantes son los mismos, los momentos primarios difieren, por lo tanto, los momentos secundarios necesariamente tendrán que diferir.

La transformación lineal puede incluir cualquier movimiento o doblez de la línea T sobre los apoyos interiores de una viga continua conservando en forma intrínseca las curvas y líneas de la traza de preesfuerzo en los claros de la viga y no se afectará el momento resultante a lo largo de la viga, puesto que el momento resultante no se afecta, la línea C tampoco se afectará, debido a que las cargas equivalentes producidas por el tendón de preesfuerzo se mantienen constantes a pesar del movimiento de la traza en los apoyos. Por otra parte, cualquier movimiento de la línea T en los apoyos extremos de la viga cambiarán la magnitud de los momentos resultantes aplicados en ese extremo, que afecta los momentos a lo largo de todos los claros de la viga continua y cambia la posición de la línea C en todos los claros. Así, la transformación lineal no puede incluir el movimiento de la línea T sobre los extremos de una viga o sobre el lado volado de un cantiliver, pero puede incluir el movimiento de la línea T sobre los apoyos interiores.

Habiendo definido la transformación lineal, definimos ahora la expresión "cable concordante": Un cable concordante en una viga continua es una línea T que produce una línea C que coincide con la línea T (la línea C linealmente transformada de la fig. 1.23 es una localización para cable concordante). En otros términos, un cable concordante no produce momentos

secundarios en una viga continua, y por supuesto, tampoco en las simples, por esta razón las reacciones que normalmente se generan por el preesfuerzo en este caso no se producen.

Las reacciones externas creadas por el preesfuerzo producen momentos secundarios en la viga, y la línea C se desplazará alejándose de la línea T, cuando esto sucede, el cable se denomina “no concordante”. Cuando fortuitamente o de propósito no se inducen reacciones exteriores por el preesfuerzo en una viga continua, entonces no habrá momentos secundarios y el cable es “concordante”. Esto se genera cuando el momento resultante del preesfuerzo es el mismo que el que produce la línea de acción del preesfuerzo, es decir, el producido por el momento primario, $M1 = (Pe e)$.

Por otra parte, la elección real de una buena localización de la traza de los cables de preesfuerzo, línea T, depende de que genere una línea C deseable, y de satisfacer otros requisitos prácticos, pero no de la concordancia o de la no concordancia del cable. Un cable concordante, siendo algo más fácil de calcular, en igualdad de circunstancias, resulta apenas preferible.

El procedimiento conveniente en el cálculo, consiste en obtener un cable concordante que proporcione buenas posiciones de la línea T, para resistir el momento exterior. Si esa localización queda fuera de la viga, puede transformarse linealmente para obtener una posición más práctica, sin cambiar la línea C. Conforme a este procedimiento, el resultado de las localizaciones para un cable concordante, llega a ser un medio útil para un fin. Cabe mencionar, que al transformar linealmente un cable concordante, este se convierte en no concordante y generará por consiguiente momentos secundarios.

Con el uso del método de carga balanceada los momentos resultantes debidos al preesfuerzo se calculan fácilmente, aplicando a la viga continua las cargas que se equilibran con la acción de los tendones de preesfuerzo actuando como cargas reactivas (fig. 1.23 c) que pueden ser analizadas como cualquier otra carga externa, pero sus efectos sólo tienen influencia a lo largo de la viga misma y no sobre los apoyos.

Los efectos del preesfuerzo que tienen realmente influencia directa sobre los apoyos son los momentos secundarios $M2$, que se derivan precisamente de las reacciones externas creadas como consecuencia del preesfuerzo. Los momentos secundarios se pueden determinar una vez que se han calculado los momentos resultantes debidos al preesfuerzo, y las relaciones externas ya mencionadas se derivan de ellos.

1.4.2.1. Fuerzas y momentos en marcos.

El comportamiento de los marcos de concreto antes del agrietamiento puede considerarse razonablemente elástico como en el caso de vigas continuas con cargas de servicio y sobrecargas leves. Consecuentemente, antes del desarrollo de las articulaciones plásticas, el diagrama de momentos flexionantes puede obtenerse de un método usual de análisis elástico para estructuras indeterminadas, como el de trabajo virtual, matriz de rigideces o por matriz de flexibilidades.

Como en el caso de vigas continuas, un perfil del tendón que se asume de inicio en orden de determinar los momentos secundarios $M2$ para la viga horizontal del marco y sus elementos verticales. Un tendón concordante que es elegido (esta diseñado) para la vigas horizontales por

cargas gravitacionales simétricas, y las columnas verticales o postes proporcionan la resistencia de la presión horizontal y los momentos extras causados por el acortamiento de la viga.

El acortamiento longitudinal de la viga horizontal causado por las fuerzas de preesfuerzo da como resultado esfuerzos de tensión en la cara exterior de las columnas. Si el diseño del marco incluye preesfuerzo en las columnas, este puede diseñarse para resistir estos esfuerzos en combinación de otros. El acortamiento longitudinal sólo resulta en reacciones horizontales en las columnas de apoyo. Consecuentemente, en orden para obtener las una fuerza P en el miembro longitudinal, como $P + \Delta P$ que se aplica en el marco. El incremento de la fuerza ΔP puede ser evaluada por medio de un análisis de desplazamientos que considere como tales el acortamiento de los elementos horizontales y de cómo resultado los momentos inducidos por este acortamiento calculado.

1.4.2.2. Ejemplos de análisis de vigas continuas preesforzadas.

A continuación se presentan tres ejemplos que muestran de manera global la mecánica para definir el comportamiento de traveses o vigas de concreto preesforzado estáticamente indeterminadas sometidas a flexión, así como la influencia del preesfuerzo en las reacciones de apoyo, para una traza de tendón con características variables y diferentes tipos de apoyo.

Ejemplo 1.4.1.: Una trabe de concreto preesforzado con tendones no adheridos, de sección T, es continua en dos claros simétricos de 14.00 m y está soportada por apoyos articulados en los puntos A, B y C (fig. 1.24). La trabe debe soportar, además de su peso propio w_o , una sobrecarga muerta $w_m = 2.40$ ton/m y una carga viva de servicio $w_v = 2.10$ ton/m. La resistencia nominal del concreto es $f'_c = 250$ kg/cm². Se requiere determinar los esfuerzos por flexión bajo los estados inicial y final de servicio, y las reacciones en los apoyos debidas a las cargas externas de servicio y al efecto del preesfuerzo. Suponer para los cálculos una relación de efectividad $R = 0.85$.

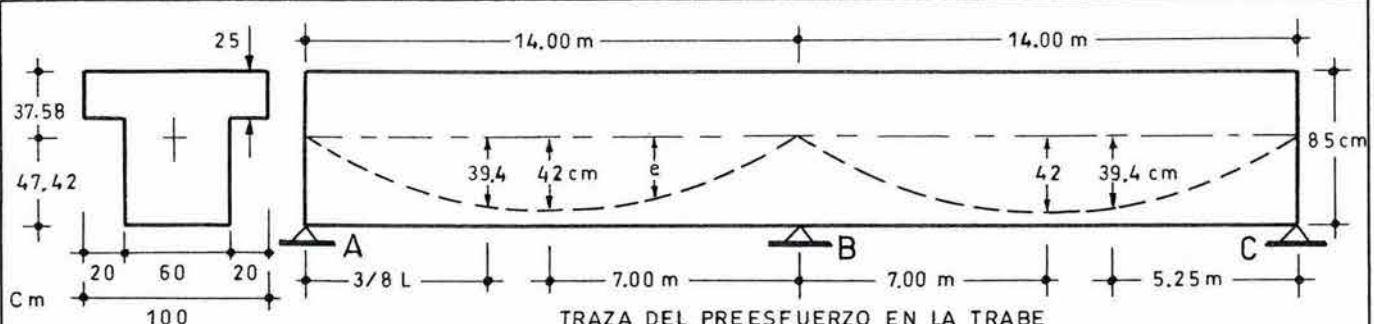
Las dimensiones de la sección transversal de la trabe se muestran en la figura, y sus características geométricas son:

$$\begin{aligned}A_c &= 6\,100 \text{ cm}^2 \\I_c &= 3\,875\,418 \text{ cm}^4 \\C_1 &= 37.58 \text{ cm} \\C_2 &= 47.42 \text{ cm} \\S_1 &= 103\,119 \text{ cm}^3 \\S_2 &= 81\,728.8 \text{ cm}^3 \\w_o &= 1.464 \text{ ton/m}\end{aligned}$$

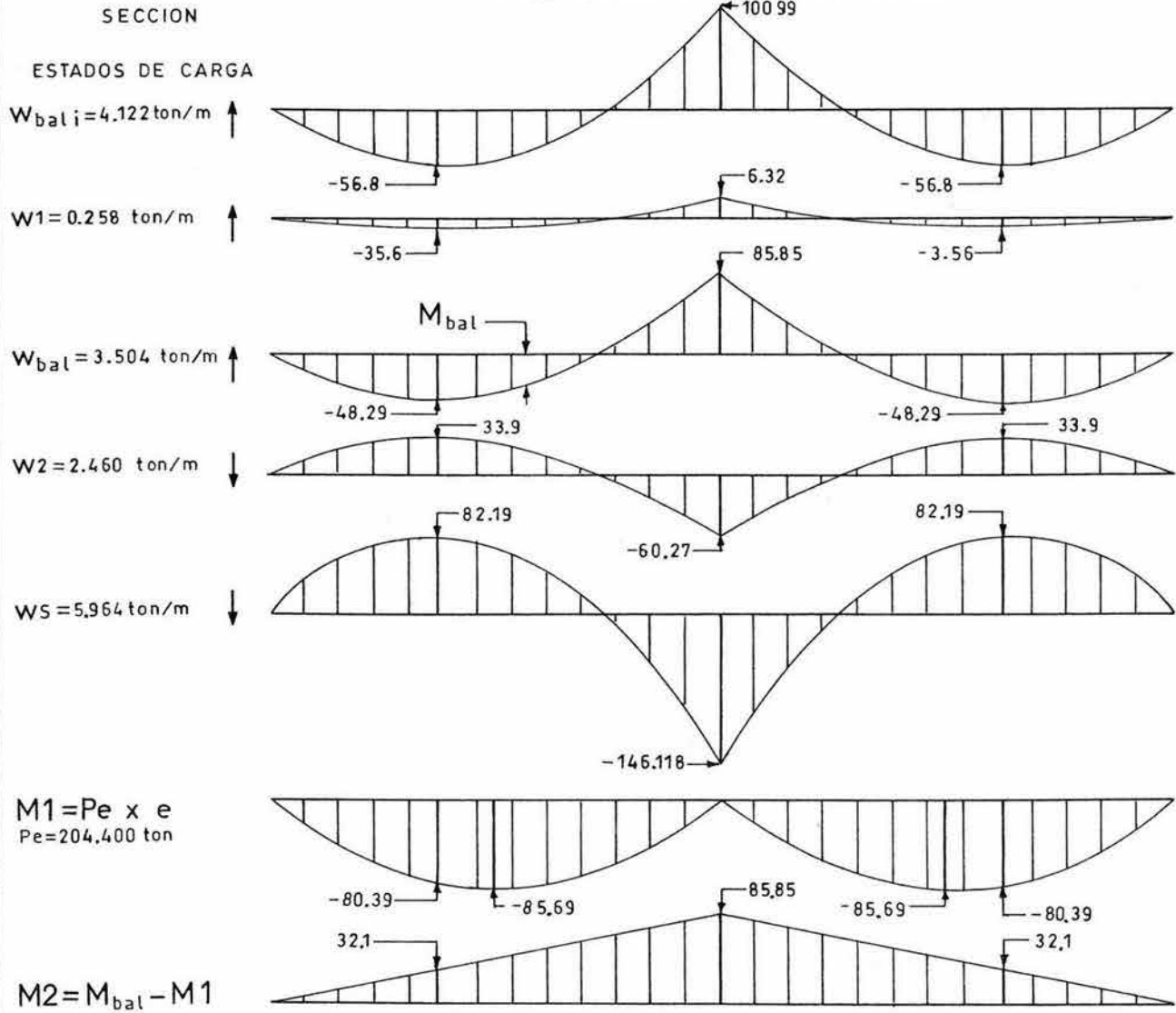
La traza para el tendón de preesfuerzo será parabólica en los dos claros para soportar con mayor eficiencia las cargas uniformemente distribuidas, con excentricidad cero, con respecto al centroide de la sección de concreto, en todos los apoyos y una excentricidad máxima en el centro de cada claro de tal forma que la flecha del tendón parabólico es $Y_p = 42$ cm con un recubrimiento al eje del tendón de 5.42 cm.

Los cálculos se realizan siguiendo el método de la carga balanceada. La carga que se elige balancear con la acción del preesfuerzo será:

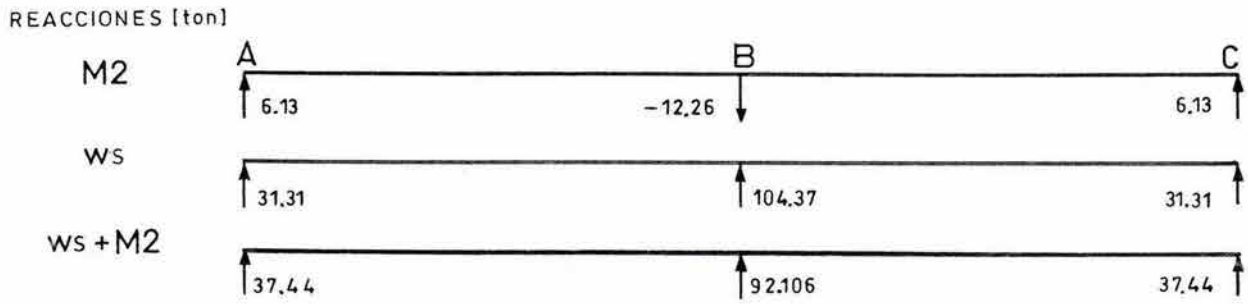
$$w_{bal} = w_o + 0.85 w_m = 1.464 + 0.85 (2.40) = 3.504 \text{ ton/m}$$



TRAZA DEL PREESFUERZO EN LA TRABE



DIAGRAMAS DE MOMENTO POR FLEXION [ton-m]



1.24. COMPORTAMIENTO EN FLEXION DE UNA TRABE DE CONCRETO PREESFORZADO ESTATICAMENTE INDETERMINADA

La fuerza de preesfuerzo efectivo que se requiere para suministrar esta carga reactiva se obtiene fácilmente de:

$$Pe = \frac{w_{bal} L^2}{8 Y_p} = \frac{3.504 (14.0)^2}{8 (0.42)} = 204.400 \text{ ton}$$

Bajo la acción de la fuerza de preesfuerzo Pe y la cargas externas que se equilibran, la trabe estará trabajando con un esfuerzo uniforme de:

$$f_1 = f_2 = - \frac{Pe}{Ac} = - \frac{204\ 400}{6\ 100} = - 33.50 \text{ kg/cm}^2$$

La fuerza de preesfuerzo inicial Pi , que es aplicada al elemento en el estado inicial de trabajo, justo cuando se está tensado el tendón de preesfuerzo, se estima como:

$$Pi = \frac{Pe}{R} = \frac{204\ 400}{0.85} = 240.470 \text{ ton}$$

la cual generará, junto con la carga exterior que se balancea con esta fuerza, esfuerzos uniformes en la trabe iguales a :

$$f_1 = f_2 = \frac{Pi}{Ac} = \frac{240\ 470}{6\ 100} = - 39.42 \text{ kg/cm}^2$$

y una carga reactiva inicial de:

$$w_{bal\ i} = \frac{8 Pi Y_p}{L^2} = \frac{8 (240.470) (0.42)}{(14.00)^2} = 4.122 \text{ ton/m}$$

Tanto para las condiciones iniciales como para las condiciones finales de trabajo, las cargas externas de servicio adicionales a las cargas balanceadas pueden ser analizadas de manera independiente y superponer sus efectos a los esfuerzos informes de compresión.

En el estado inicial, las cargas que actúan sobre la trabe será el peso propio w_o y la carga muerta superpuesta w_m junto con la carga reactiva inicial, por lo que la carga no balanceada en este estado se puede obtener por:

$$w_1 = w_{bal\ i} + w_o + w_m$$

$$w_1 = 4.122 - 1.464 - 2.400 = + 0.258 \text{ ton/m (hacia arriba)}$$

Las secciones críticas para el análisis están sobre el apoyo interior y en los claros, a $(3/8 L)$ de los apoyos extremos. Los momentos y reacciones pueden obtenerse fácilmente para este caso típico de viga continua, por lo que no es necesario recurrir a algún método de análisis especial como el de la distribución de momentos.

Así, el momento que produce la carga w_1 en la sección de la viga sobre el apoyo interior se tiene con:

$$M_a = \frac{w_1 L^2}{8} = \frac{0.258 (14.00)^2}{8} = + 6.321 \text{ ton-m}$$

y a $(3/8 (14)) = 5.25$ m de los apoyos extremos:

$$M_b = \frac{9 w_1 L^2}{128} = \frac{9 (0.258) (14.00)^2}{128} = - 3.556 \text{ ton-m}$$

Los esfuerzos en las fibras extremas de la sección de concreto debidos a estos momentos no equilibrados son sobre el apoyo central:

$$f_1 = \frac{M_a}{S_1} = \frac{6.321 (100\ 000)}{103\ 119} = - 6.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = \frac{M_a}{S_2} = \frac{6.321 (100\ 000)}{81\ 728.8} = + 7.73 \text{ kg/cm}^2$$

Y en el claro a 5.25 m de los apoyos extremos:

$$f_1 = \frac{M_b}{S_1} = \frac{3.556 (100\ 000)}{103\ 119} = + 3.45 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = \frac{M_b}{S_2} = \frac{3.556 (100\ 000)}{81\ 728.8} = - 4.35 \text{ kg/cm}^2$$

De esta forma, los esfuerzos totales en el estado inicial de servicio, cuando actúa la fuerza de preesfuerzo inicial $P_i = 240.470$ ton, son sobre el apoyo central:

$$f_1 = - 39.42 - 6.13 = - 45.55 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = - 39.42 + 7.73 = - 31.69 \text{ kg/cm}^2$$

y en el claro a 5.25 m de los apoyos extremos:

$$f_1 = - 39.42 + 3.45 = - 35.97 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = - 39.42 - 4.35 = - 43.77 \text{ kg/cm}^2$$

Estos esfuerzos son sólo momentáneos y son afectados por las pérdidas de preesfuerzo cuando P_i se reduce a $P_e = 204.400$ ton, y los esfuerzos efectivos para las mismas condiciones son:

son sobre el apoyo central:

$$f_1 = - 33.50 \text{ kg/cm}^2 - 6.13 = - 39.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = - 33.50 \text{ kg/cm}^2 + 7.73 = - 25.77 \text{ kg/cm}^2$$

y en el claro a 5.25 m de los apoyos extremos:

$$f_1 = - 33.50 \text{ kg/cm}^2 + 3.45 = - 30.05 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = - 33.50 \text{ kg/cm}^2 - 4.35 = - 37.85 \text{ kg/cm}^2$$

Para el estado final de servicio la trabe estará trabajando con la acción de la carga reactiva debida al preesfuerzo efectivo, el peso propio de la trabe, la sobrecarga muerta y la carga viva de servicio. Como resultado, la carga no balanceada en este estado es:

$$W_2 = 3.504 - 1.464 - 2.400 - 2.100 = - 2.460 \text{ (hacia abajo).}$$

Los momentos que causa esta carga sobre la trabe se determinan como antes sobre el apoyo central:

$$M_a = \frac{w_2 L^2}{8} = \frac{2.46 (14.0)^2}{8} = - 60.27 \text{ ton-m}$$

y en el claro a 5.25 m de los apoyos extremos:

$$M_b = \frac{9 w_2 L^2}{128} = \frac{9 (2.46) (14)^2}{128} = + 33.902 \text{ ton-m}$$

y los esfuerzos producidos por estos momentos son:
sobre el apoyo central:

$$f_1 = \frac{M_a}{S_1} = \frac{60.27 (100\ 000)}{103\ 119} = + 58.45 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = \frac{M_a}{S_2} = \frac{60.27 (100\ 000)}{81\ 728.8} = - 73.74 \text{ kg/cm}^2$$

Y en el claro a 5.25 m de los apoyos extremos:

$$f_1 = \frac{M_b}{S_1} = \frac{33.902 (100\ 000)}{103\ 119} = - 32.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = \frac{M_b}{S_2} = \frac{33.902 (100\ 000)}{81\ 728.8} = + 41.48 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos resultantes en el estado final de servicio, cuando ya han ocurrido todas las pérdidas de preesfuerzo y actúa en su totalidad la carga externa, son entonces sobre el apoyo central:

$$f_1 = - 33.50 + 58.45 = + 24.95 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = - 33.50 - 73.74 = - 107.24 \text{ kg/cm}^2$$

a 5.25 m de los apoyos extremos:

$$f_1 = - 33.50 - 32.88 = - 66.38 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = - 33.50 + 41.48 = + 7.98 \text{ kg/cm}^2$$

Nótese que para el análisis elástico de los efectos del preesfuerzo y las cargas externas en la trabe, con el método de la carga balanceada no es necesario referirse a los momentos primarios o a los momentos secundarios, los únicos que intervienen son los momentos resultantes del preesfuerzo que se derivan de aplicar a la trabe la carga equivalente balanceada por el preesfuerzo, pero estos se contrarrestan con los momentos que generan las cargas externas de igual magnitud pero sentido contrario, y finalmente tampoco es necesario calcularlos para poder determinar los esfuerzos por flexión de la trabe, solamente se calculó los efectos de las cargas no equilibradas y se superpuso los esfuerzos producidos por la fuerza de preesfuerzo (- Pe/Ac).

Ahora, para obtener las reacciones de apoyo debidas a las cargas externas y al preesfuerzo actuando conjuntamente, es necesario hallar los momentos secundarios, que son los que generan reacciones externas.

Los momentos secundarios se pueden calcular sustrayendo del momento resultante (Mbal) la magnitud de los momentos primarios (M1), que son simplemente la fuerza de preesfuerzo Pe (en el estado final de servicio) multiplicada por su excentricidad con respecto al eje centroidal de la sección de concreto.

$$M_2 = M_{bal} - M_1 = M_{bal} - (P_e \times e)$$

El momento resultante debido al preesfuerzo efectivo se obtiene al aplicar la carga reactiva wbal sobre la trabe, tratándola como cualquier otra carga externa, así estos momentos son sobre el apoyo central:

$$M_{bal} = \frac{w_{bal} L^2}{8} = \frac{3.504 (14.0)^2}{8} = + 85.848 \text{ ton-m}$$

y en el claro a 5.25 m de los apoyos:

$$M_{bal\ b} = \frac{9\ w_{bal}\ L^2}{128} = \frac{9(3.504)(14)^2}{128} = -48.289\ \text{ton-m}$$

El momento primario M_{1a} en los tres apoyos vale cero, por que la excentricidad del tendón en esas secciones es cero. La excentricidad del tendón a 5.25 m de los apoyos extremos es $e = 39.40\ \text{cm}$ y el momento primario en esta sección es

$$M_{1b} = 204.04 \times 0.394 = -80.39\ \text{ton-m}$$

(negativo por que la fuerza compresora actuando en la sección de concreto con esa excentricidad, genera esfuerzos de tensión en las fibras extremas superiores de la trabe), y

$$M_1 = 204.04 \times 0.42 = -85.697\ \text{ton-m}$$

en el centro de cada claro.

Los momentos secundarios ahora se pueden obtener, y son sobre el apoyo central:

$$M_{2a} = M_{bal\ a} - M_{1a} = +85.848 - 0 = +85.848\ \text{ton-m}$$

Y en el claro a 5.25 m de los apoyos extremos:

$$M_{2b} = M_{bal\ b} - M_{1b} = +85.848 - (-80.39) = +32.101\ \text{ton-m}$$

Estos momentos varían linealmente entre los apoyos, es decir, desde $+85.848\ \text{ton-m}$ sobre el apoyo interior hasta cero en los apoyos extremos.

Al haber momentos secundarios se deduce que el tendón, que es la línea de acción de la fuerza de preesfuerzo, es un cable no concordante.

El momento secundario sobre el apoyo interior produce reacciones verticales de apoyo por desequilibrio, que en los apoyos extremos valen:

$$R_A = R_C = \frac{M_2}{L} = \frac{85.848}{14} = 6.132\ \text{ton}$$

y en el apoyo interior:

$$R_B = -2 (M_2/L) = -2 (6.132) = -12.264\ \text{ton}$$

(negativo por equilibrio vertical).

Las reacciones debidas a las cargas externas se obtienen como para cualquier viga continua ordinaria, con la carga total actuando sobre la trabe.

Así, las reacciones por cargas externas totales de servicio, $w_s = 5.964 \text{ ton/m}$, se obtienen en dos partes, las reacciones estáticas más las reacciones debidas a los momentos de desequilibrio de los apoyos.

Estáticas:

$$RA = RC = \frac{w_s L}{2} = \frac{5.964 (14)}{2} = 41.748 \text{ ton}$$

$$RB = 2 (41.748) = 83.496 \text{ ton}$$

Hiperestáticas por desequilibrio:

momento total en el apoyo interior:

$$M = \frac{w_s L^2}{8} = \frac{5.964 (14)^2}{8} = 146.118 \text{ ton-m}$$

reacciones:

$$RA = RC = \frac{M}{L} = \frac{146.118}{14} = -10.437 \text{ ton}$$

$$RB = -2 (-10.437) = 20.874 \text{ ton}$$

Las reacciones totales por carga externa, son entonces:

$$RA = RC = 41.748 - 10.437 = 31.311 \text{ ton}$$

$$RB = 83.496 + 20.874 = 104.37 \text{ ton}$$

Ahora se superponen las reacciones inducidas por los momento secundarios, debidos al preesfuerzo, para tener las reacciones totales en el estado final de servicio, por lo que:

$$RA = RC = 31.311 + 6.132 = 37.443 \text{ ton}$$

$$RB = 104.37 - 12.264 = 92.106 \text{ ton}$$

Esto significa que, en este caso el preesfuerzo no sólo esta aliviando de esfuerzos la trabe, sino que, también esta distribuyendo la carga entre los apoyos, de tal manera que el apoyo interior esta dejando de cargar 12.264 ton mismas que se distribuyen a los apoyos extremos.

Estas reacciones, inducidas por los momentos secundarios, tienen validez inclusive hasta las cargas últimas de diseño, aunque, en ciertas condiciones no son tan significativas y suelen despreciarse cuando se diseñan los elementos de apoyo, tomando como efectivas solamente las reacciones por carga externa no afectadas por el preesfuerzo.

Ejemplo 1.4.2.: La trabe del ejemplo 1.4.1., se preesfuerza con un tendón parabólico no adherido en cada claro, el cual tiene excentricidad cero sobre los apoyos exteriores, excentricidad máxima hacia arriba $e = 37.58$ cm en el apoyo interior y $e = 42$ cm aproximadamente al centro de cada claro (fig. 1.25). Deben obtenerse los esfuerzos en el concreto, para los estados inicial y final de servicio, así como las reacciones debidas al preesfuerzo y a las cargas externas.

Las cargas y las propiedades de la sección transversal son como antes:

$$w_m = 2.400 \text{ ton/m}$$

$$w_v = 2.100 \text{ ton/m}$$

$$A_c = 6\,100 \text{ cm}^2$$

$$I_c = 3\,875\,418 \text{ cm}^4$$

$$C_1 = 37.58 \text{ cm}$$

$$C_2 = 47.42 \text{ cm}$$

$$S_1 = 103\,119 \text{ cm}^3$$

$$S_2 = 81\,728.8 \text{ cm}^3$$

$$w_o = 1.464 \text{ ton/m}$$

Para este caso, como la flecha de las parábolas del tendón de preesfuerzo es mayor, es posible balancear la carga externa de una forma más ventajosa que en el caso del ejemplo anterior, y con un desempeño mejor de la fuerza compresora.

Para una flecha de preesfuerzo:

$$Y_p = (37.58/2) + 42.00 = 18.79 + 42.00 = 60.79 \text{ cm}$$

la carga a ser balanceada con la fuerza de preesfuerzo efectivo, P_e , se elige como:

$$w_{bal} = w_o + w_m = 1.464 + 2.400 = 3.864 \text{ ton/m}$$

por lo que, la fuerza de preesfuerzo efectivo que se requiere es:

$$P_e = \frac{w_{bal} L^2}{8 Y_p} = \frac{3.864 (14)^2}{8 (0.6079)} = 155.729 \text{ ton}$$

la cual, actuando simultáneamente con la carga externa de magnitud igual a las cargas reactiva (w_{bal}), producirá esfuerzos uniformes en toda la trabe iguales a:

$$f_1 = f_2 = \frac{P_e}{A_c} = \frac{155\,729}{6\,100} = -25.53 \text{ kg/cm}^2$$

La fuerza de preesfuerzo inicial, P_i , se puede obtener de la relación $P_e = R P_i$, con $R = 0.85$ como en el caso anterior, entonces:

$$P_i = \frac{P_e}{R} = \frac{155.729}{0.85} = 183.210 \text{ ton}$$

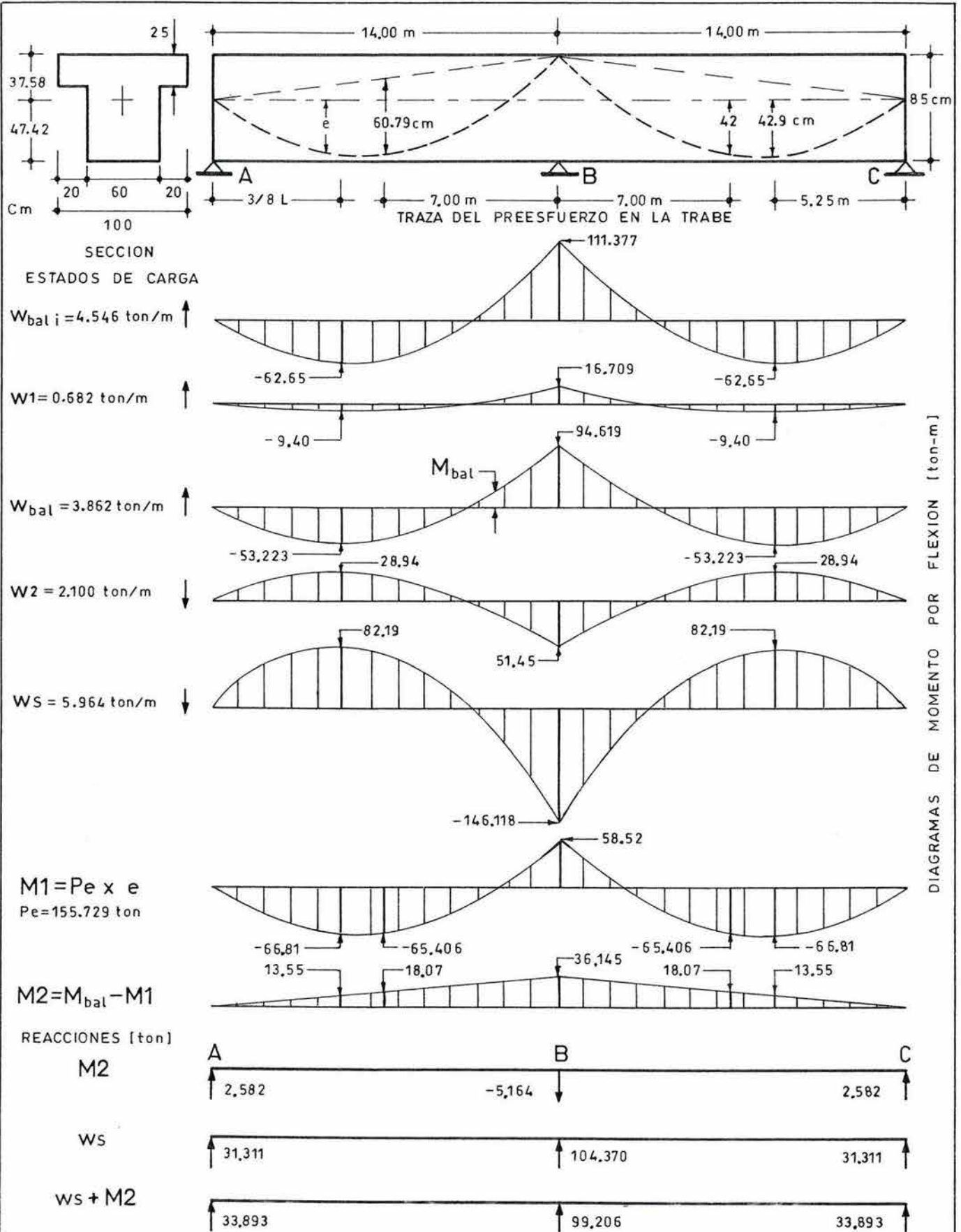


FIG. 1.25. COMPORTAMIENTO EN FLEXION DE UNA TRABE DE CONCRETO PREESFUERZADO ESTATICAMENTE INDETERMINADA

Usando el método de la carga balanceada, esta fuerza genera una carga reactiva hacia arriba cuya magnitud es igual a:

$$w_{bal\ i} = \frac{8 P_i Y_p}{L^2} = \frac{8 (183.210) (0.6079)}{(14)^2} = 4.546 \text{ ton/m}$$

En el estado inicial de servicio, cuando se tensa el tendón de preesfuerzo, la carga balanceada es mayor que las cargas externas, por que en ese instante sólo actuar la carga muerta y el peso propio (3.864 ton/m), sin embargo, suponiendo que sobre la trabe realmente actúa una carga externa de magnitud igual a las cargas reactivas, los esfuerzos en el concreto a lo largo del elemento serian de distribución uniforme e iguales a:

$$f_1 = f_2 = \frac{P_i}{A_c} = \frac{183\ 210}{6\ 100} = - 30.03 \text{ kg/cm}^2$$

Bajo estas condiciones es posible obtener los esfuerzos totales para el estado inicial. A partir de la carga no balanceada, que en este caso actúa hacia arriba, se determinan los momentos y esfuerzos que esta carga sin equilibrar produce en la trabe y se superponen a los esfuerzos uniformes de compresión.

La carga no balanceada en el estado inicial es:

$$w_1 = 4.546 - 3.864 = + 0.682 \text{ ton/m (hacia arriba)}$$

Las secciones críticas para el análisis son igual que en el caso anterior, sobre el apoyo interior y a 5.25 m de cada apoyo extremo.

Los momentos que produce la carga no balanceada se pueden obtener como para cualquier otra carga externa actuando sobre la trabe: sobre el apoyo central:

$$M_a = \frac{w_1 L^2}{8} = \frac{0.682 (14.00)^2}{8} = + 16.709 \text{ ton-m}$$

y en el claro a 5.25 m de los apoyos extremos:

$$M_b = \frac{9 w_1 L^2}{128} = \frac{9 (0.682) (14.00)^2}{128} = - 9.399 \text{ ton-m}$$

los esfuerzos que estos momentos producen en el concreto son: sobre el apoyo central:

$$f_1 = \frac{M_a}{S_1} = \frac{16.709 (100\ 000)}{103\ 119} = - 16.203 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = \frac{M_a}{S_2} = \frac{16.709 (100\ 000)}{81\ 728.8} = + 20.445 \text{ kg/cm}^2$$

Y en el claro a 5.25 m de los apoyos:

$$f_1 = \frac{M_b}{S_1} = \frac{9.399 (100\ 000)}{103\ 119} = + 9.115 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = \frac{M_b}{S_2} = \frac{9.339 (100\ 000)}{81\ 728.8} = - 11.50 \text{ kg/cm}^2$$

Así, los esfuerzos totales en el estado inicial de servicio resultan:

sobre el apoyo central:

$$f_1 = - 30.03 - 16.203 = - 46.233 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = - 30.03 + 20.445 = - 9.585 \text{ kg/cm}^2$$

y en el claro a 5.25 m de los apoyos extremos:

$$f_1 = - 30.03 + 9.115 = - 20.915 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = - 30.03 - 11.50 = - 41.530 \text{ kg/cm}^2$$

Estos esfuerzos son sólo momentáneos y son afectados por las pérdidas de preesfuerzo cuando P_i se reduce a $P_e = 155.729$ ton, y los esfuerzos efectivos para las mismas condiciones son: son sobre el apoyo central:

$$f_1 = - 25.53 - 16.203 = - 41.733 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = - 25.53 + 20.445 = - 5.085 \text{ kg/cm}^2$$

y en el claro a 5.25 m de los apoyos extremos:

$$f_1 = - 25.53 + 9.115 = - 16.415 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = - 25.53 - 11.50 = - 37.030 \text{ kg/cm}^2$$

Para el estado final de servicio la trabe estará trabajando con la acción de la carga reactiva debida al preesfuerzo efectivo, P_e , el peso propio de la trabe, la sobrecarga muerta y la carga viva de servicio. Como la carga reactiva creada por el preesfuerzo balancea exactamente el total de la carga muerta la carga no balanceada en este estado es solamente la carga viva:

$$w_2 = w_v = - 2.100 \text{ ton /m (hacia abajo)}$$

y los momentos que esta produce en la trabe son:
sobre el apoyo central:

$$M_a = \frac{wL^2}{8} = \frac{2.10 (14.0)^2}{8} = - 51.45 \text{ ton-m}$$

y en el claro a 5.25 m de los apoyos extremos:

$$M_b = \frac{9 wL^2}{128} = \frac{9 (2.10) (14)^2}{128} = + 28.941 \text{ ton-m}$$

y los esfuerzos producidos por estos momentos resultan:
sobre el apoyo central:

$$f_1 = \frac{M_a}{S_1} = \frac{51.45 (100\ 000)}{103\ 119} = + 49.894 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = \frac{M_a}{S_2} = \frac{51.45 (100\ 000)}{81\ 728.8} = - 62.952 \text{ kg/cm}^2$$

Y en el claro a 5.25 m de los apoyos extremos:

$$f_1 = \frac{M_b}{S_1} = \frac{28.941 (100\ 000)}{103\ 119} = - 28.065 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = \frac{M_b}{S_2} = \frac{28.841 (100\ 000)}{81\ 728.8} = + 35.411 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos totales en el estado final de servicio, cuando ya han ocurrido todas las perdidas de preesfuerzo y actúa en su totalidad la carga externa, son entonces la suma de aquellos provenientes de la compresión efectiva y de los producidos por la carga no balanceada, sobre el apoyo central:

$$f_1 = - 25.53 + 49.894 = + 24.364 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = - 25.53 - 62.952 = - 88.482 \text{ kg/cm}^2$$

y en el claro a 5.25 m de los apoyos extremos:

$$f_1 = - 25.53 - 28.065 = - 53.595 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = - 25.53 + 35.411 = + 9.881 \text{ kg/cm}^2$$

Las reacciones en los apoyos bajo la carga total de servicio se obtiene de superponer las reacciones por preesfuerzo a las reacciones por carga externa.

Las reacciones estáticas debidas a la carga externa total de servicio, $w_s = 5.964 \text{ ton/m}$, son:

$$R_A = R_C = \frac{w_s L}{2} = \frac{5.964 (14)}{2} = 41.748 \text{ ton}$$

$$R_B = 2 (41.748) = 83.496 \text{ ton}$$

y las reacciones hiperestáticas debidas al momento de desequilibrio:

momento en el apoyo interior:

$$M = \frac{w_s L^2}{8} = \frac{5.964 (14)^2}{8} = 146.118 \text{ ton-m}$$

reacciones:

$$R_A = R_C = \frac{M}{L} = \frac{146.118}{14} = -10.437 \text{ ton}$$

$$R_B = -2 (-10.437) = 20.874 \text{ ton}$$

Las reacciones finales por carga externa total, son entonces:

$$R_A = R_C = 41.748 - 10.437 = 31.311 \text{ ton}$$

$$R_B = 83.496 + 20.874 = 104.37 \text{ ton}$$

Los momentos secundarios se obtienen al restar de los momentos resultantes del preesfuerzo (M_{bal}) los momentos primarios.

Como la carga balanceada en el estado final de servicio es $w_{bal} = 3.864 \text{ ton/m}$ los momentos resultantes debidos al preesfuerzo efectivo se obtiene al aplicar esta carga reactiva sobre la trabe, tratándola como cualquier otra carga externa, así estos momentos son:

sobre el apoyo central:

$$M_{bal} = \frac{w_{bal} L^2}{8} = \frac{3.864 (14.0)^2}{8} = +94.668 \text{ ton-m}$$

y en el claro a 5.25 m de los apoyos extremos:

$$M_{bal\ b} = \frac{9\ w_{bal}\ L^2}{128} = \frac{9(3.864)(14)^2}{128} = - 53.25\ \text{ton-m}$$

Los momentos primarios M1 producidos por la fuerza de preesfuerzo efectivo se obtienen para una excentricidad e = 37.58 cm sobre el apoyo interior, y una excentricidad del tendón e = 42.898 cm a 5.25 m de los apoyos extremos, entonces los momentos primarios en estas secciones resultan:

$$M1\ a = P\ e \times e = 155.729 (0.3758) = 58.523\ \text{ton-m}$$

$$M1\ b = P\ e \times e = 155.729 (0.4289) = - 66.805\ \text{ton-m}$$

Los momentos secundarios, M2, son entonces:

$$M2a = M_{bal\ a} - M1a = + 94.668 - 58.523 = + 36.145\ \text{ton-m}$$

$$M2b = M_{bal\ b} - M1b = - 53.250 - (-66.805) = 13.555\ \text{ton-m}$$

Estos momentos varían linealmente desde + 36.145 ton-m sobre el apoyo interior hasta cero en los apoyos extremos.

Las reacciones externas que producen los momentos secundarios son simplemente las reacciones hiperestáticas que produce el momento de desequilibrio que actúa sobre el apoyo interior, así:

$$R_A = R_C = \frac{M2}{L} = \frac{36.145}{14} = 2.582\ \text{ton}$$

y en el apoyo interior:

$$R_B = - 2 (M2/L) = -2 (2.582) = - 5.164\ \text{ton}$$

Así, las reacciones bajo las condiciones finales de servicio, por cargas externas totales, $w_s = 5.964\ \text{ton/m}$ y el efecto del preesfuerzo, son la suma algebraica de las dos componentes:

$$R_A = R_C = 31.311 + 2.582 = 33.893\ \text{ton}$$

$$R_B = 104.37 - 5.164 = 99.206\ \text{ton}$$

De las diferencias evidentes que existen entre este ejemplo y el anterior, se deduce que la ubicación más ventajosa es aquella que proporciona la mayor flecha de parábola para el tendón de preesfuerzo, utilizando al máximo el peralte total de la trabe, y haciendo que existan brazos mayores para resistir los momentos de las cargas factorizadas en el estado de falla, sin requerir cantidades importantes de acero de preesfuerzo.

Ejemplo 1.4.3.: La trabe de los ejemplos anteriores se encuentra ahora empotrada en todos los apoyos, y es preesforzada con un tendón no adherido que tiene traza parabólica en cada claro con las mismas excentricidades que en el ejemplo 1.4.2., (fig. 1.26). En este caso también se requiere obtener los esfuerzos por flexión para los estados inicial y final de servicio, así como las reacciones finales en los apoyos, debidas al preesfuerzo y las cargas externas totales de servicio.

Las cargas y las propiedades de la sección transversal se conservan aún, y son:

$$w_m = 2.400 \text{ ton/m}$$

$$w_v = 2.100 \text{ ton/m}$$

$$A_c = 6\,100 \text{ cm}^2$$

$$I_c = 3\,875\,418 \text{ cm}^4$$

$$C_1 = 37.58 \text{ cm}$$

$$C_2 = 47.42 \text{ cm}$$

$$S_1 = 103\,119 \text{ cm}^3$$

$$S_2 = 81\,728.8 \text{ cm}^3$$

$$w_o = 1.464 \text{ ton/m}$$

Tomando en cuenta el tipo de apoyos que soportan la trabe, es posible reducir la carga a ser balanceada y por lo tanto también la fuerza de preesfuerzo requerida, así, si se usa la misma traza de tendón que en el caso anterior con una flecha de preesfuerzo:

$$Y_p = \frac{37.58}{2} + 42 = 60.79 \text{ cm}$$

la carga que se elige balancear, es entonces:

$$w_{bal} = w_o + 0.7 w_m$$

$$w_{bal} = 1.464 + 0.7 (2.400) = 1.464 + 1.680 = 3.144 \text{ ton/m}$$

La fuerza P_e , requerida para suministrar esta carga reactiva en la trabe se obtiene considerando el método de la carga balanceada:

$$P_e = \frac{w_{bal} L^2}{8 Y_p} = \frac{3.144 (14)^2}{8 (0.6079)} = 126.711 \text{ ton}$$

Junto con las cargas externas de magnitud igual a las cargas balanceadas la fuerza de preesfuerzo hará que la trabe este trabajando a esfuerzos uniformes de compresión iguales a:

$$f_1 = f_2 = \frac{P_e}{A_c} = \frac{126\,711}{6\,100} = -20.77 \text{ kg/cm}^2$$

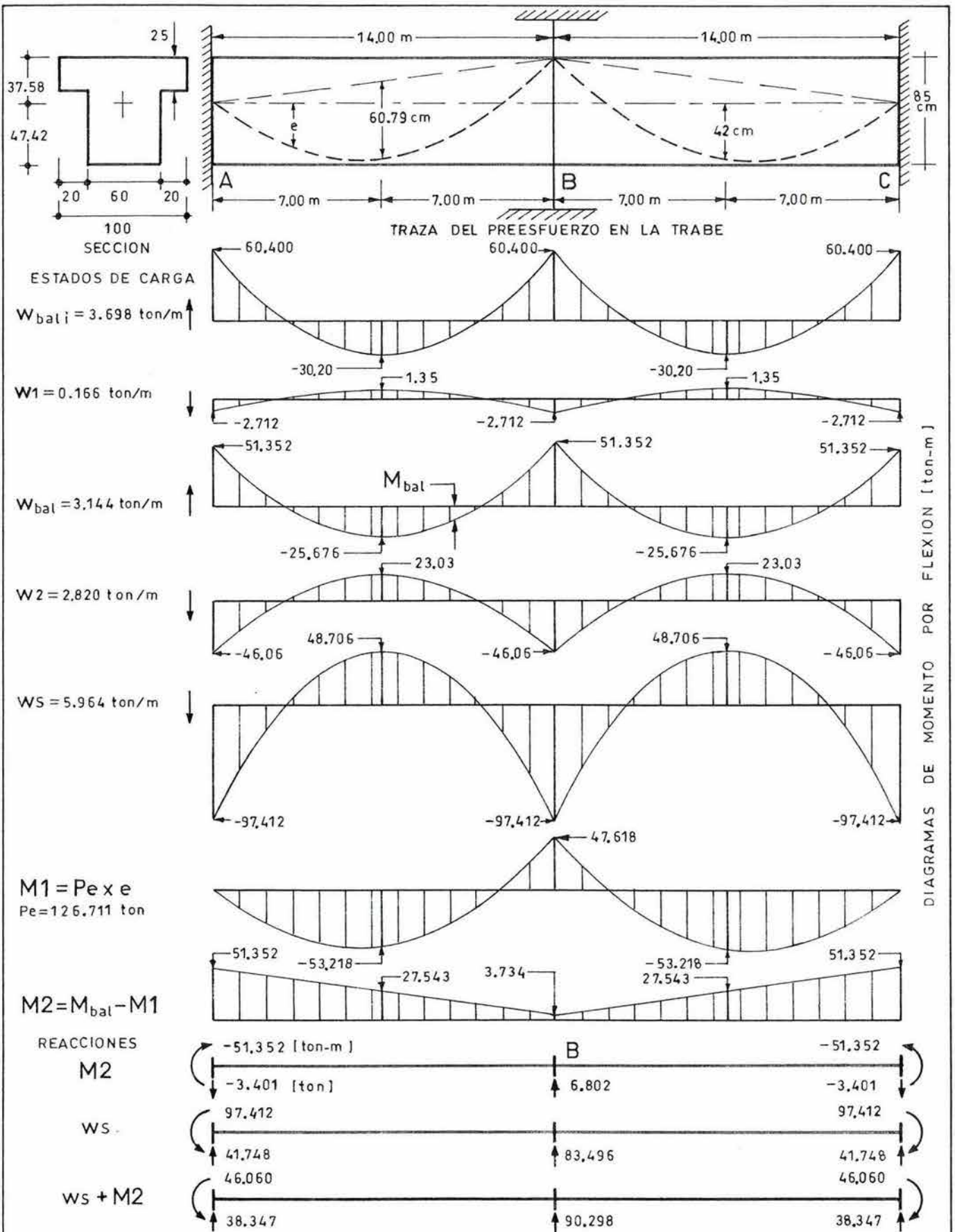


FIG. 1.26. COMPORTAMIENTO EN FLEXION DE UNA TRABE DE CONCRETO PREESFORZADO ESTATICAMENTE INDETERMINADA

En el estado inicial, cuando se aplique el preesfuerzo a la trabe, la fuerza inicial, P_i , será:

$$P_e = R P_i, \text{ con } R = 0.85$$

$$P_i = \frac{P_e}{R} = \frac{126.711}{0.85} = 149.072 \text{ ton}$$

esta fuerza inicial con la traza del tendón parabólica producirá una carga reactiva sobre la trabe de magnitud igual a:

$$w_{bal\ i} = \frac{8 P_i Y_p}{L^2} = \frac{8 (149.072) (0.6079)}{(14)^2} = 3.698 \text{ ton/m}$$

Con una carga externa de igual magnitud que la carga reactiva la trabe entera estará trabajando con un esfuerzo uniforme, en el estado inicial de servicio, de:

$$f_1 = f_2 = \frac{P_i}{A_c} = \frac{149.072}{6\ 100} = - 24.44 \text{ kg/cm}^2$$

En el estado inicial de servicio las cargas externas que actuarán sobre la trabe son la carga muerta total, incluyendo el peso propio de la trabe. La carga no balanceada por el preesfuerzo es entonces:

$$w_1 = 3.698 - (1.464 + 2.400) = - 0.116 \text{ ton/m (hacia abajo)}$$

con la teoría elástica se obtienen los esfuerzos que esta carga produce en la trabe a través de los momentos flexionales, y superponiéndolos a los esfuerzos uniformes de compresión se determinan los efectos totales en el concreto para el estado inicial.

Las secciones críticas para el análisis, considerando para este caso empotramiento perfecto, están sobre los apoyos y en el centro de cada claro de la trabe.

Los momentos que produce la carga no balanceada en la sección de la trabe sobre los apoyos se pueden obtener fácilmente con las formulas ordinarias para vigas de un solo claro doblemente empotradas:

$$M_a = \frac{w_1 L^2}{12} = \frac{0.116 (14.00)^2}{12} = - 2.712 \text{ ton-m}$$

y para las secciones en el centro de cada claro el momento actuante es:

$$M_b = \frac{w_1 L^2}{8} - \frac{w_1 L^2}{12} = \frac{w_1 L^2}{24} = \frac{0.116 (14.00)^2}{24} = + 1.356 \text{ ton-m}$$

los esfuerzos que estos momentos producen en el concreto son,

sobre los apoyos:

$$f_1 = \frac{Ma}{S_1} = \frac{2.712 (100\ 000)}{103\ 119} = + 2.630 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = \frac{Ma}{S_2} = \frac{2.712 (100\ 000)}{81\ 728.8} = - 3.320 \text{ kg/cm}^2$$

al centro de cada claro:

$$f_1 = \frac{Mb}{S_1} = \frac{1.356 (100\ 000)}{103\ 119} = - 1.315 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = \frac{Mb}{S_2} = \frac{1.356 (100\ 000)}{81\ 728.8} = + 1.660 \text{ kg/cm}^2$$

y los esfuerzos totales en el estado inicial de servicio resultan:

sobre los apoyos:

$$f_1 = - 24.44 + 2.63 = - 21.81 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = - 24.44 - 3.32 = - 27.76 \text{ kg/cm}^2$$

y al centro de cada claro:

$$f_1 = - 24.44 - 1.315 = - 25.755 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = - 24.44 + 1.660 = - 22.780 \text{ kg/cm}^2$$

Estos esfuerzos son sólo momentáneos y son afectados por las pérdidas de preesfuerzo cuando P_i se reduce a $P_e = 126.711$ ton, y los esfuerzos efectivos para las mismas condiciones son: son sobre el apoyo central:

$$f_1 = - 20.77 + 2.63 = - 18.14 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = - 20.77 - 3.32 = - 24.09 \text{ kg/cm}^2$$

y al centro de cada claro:

$$f_1 = - 20.77 - 1.315 = - 22.085 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = - 20.77 + 1.660 = - 19.110 \text{ kg/cm}^2$$

En el estado final de servicio la trabe estará trabajando con la acción de la carga reactiva debida al preesfuerzo efectivo, P_e , el peso propio de la trabe, la sobrecarga muerta y la carga viva de servicio.

En este estado la carga no balanceada por el preesfuerzo es:

$$w_2 = 3.144 - (1.464 + 2.400 + 2.100) = - 2.820 \text{ ton /m (hacia abajo)}$$

y los momentos que esta carga produce en la trabe se obtienen igual que para w_1 :

$$M_a = \frac{w_2 L^2}{12} = \frac{2.820 (14.00)^2}{12} = - 46.06 \text{ ton-m en los apoyos,}$$

y para las secciones en el centro de cada claro el momento actuante es:

$$M_b = \frac{w_2 L^2}{24} = \frac{0.116 (14.00)^2}{24} = + 23.03 \text{ ton-m}$$

Los esfuerzos producidos por estos momentos, en las secciones críticas, resultan: sobre los apoyos:

$$f_1 = \frac{M_a}{S_1} = \frac{46.06 (100\ 000)}{103\ 119} = + 44.667 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = \frac{M_a}{S_2} = \frac{46.06 (100\ 000)}{81\ 728.8} = - 56.357 \text{ kg/cm}^2$$

Y al centro de cada claro:

$$f_1 = \frac{M_b}{S_1} = \frac{23.03 (100\ 000)}{103\ 119} = - 22.334 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = \frac{M_b}{S_2} = \frac{23.03 (100\ 000)}{81\ 728.8} = + 28.178 \text{ kg/cm}^2$$

y los esfuerzos totales en el estado final de servicio son:

sobre los apoyos:

$$f_1 = - 20.77 + 44.667 = + 23.897 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = - 20.77 - 56.357 = - 77.127 \text{ kg/cm}^2$$

al centro de cada claro:

$$f_1 = -20.77 - 22.334 = -43.104 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = -20.77 + 28.178 = +7.408 \text{ kg/cm}^2$$

Las reacciones en los apoyos correspondientes al estado final de servicio se obtienen fácilmente para esta trabe. Para la carga total de servicio actuando sobre la trabe, $w_s = 5.964 \text{ ton/m}$, las reacciones verticales son:

$$R_A = R_C = \frac{wL}{2} = \frac{5.964 (14)}{2} = 41.748 \text{ ton}$$

$$R_B = 2 (41.748) = 83.496 \text{ ton}$$

y los momentos en los apoyos son:

$$M_A = M_B = M_C = \frac{w_s L^2}{12} = \frac{5.964 (14.00)^2}{12} = -97.412 \text{ ton-m}$$

Para obtener las reacciones externas debidas al preesfuerzo, es necesario deducir los momentos secundarios, M_2 , de los momentos resultantes del preesfuerzo M_{bal} , con la relación:

$$M_2 = M_{bal} - M_1$$

Los momentos resultantes se obtienen al aplicar en la trabe las cargas reactivas, producidas por la fuerza P_e , considerándolas como cualquier otra carga externa.

Así, el momento en las secciones de la trabe sobre los apoyos, es:

$$M_{bal} = \frac{w_{bal} L^2}{12} = \frac{3.144 (14.00)^2}{12} = +51.352 \text{ ton-m}$$

y para las secciones en el centro de cada claro:

$$M_{bal} = \frac{w_{bal} L^2}{24} = \frac{3.144 (14.00)^2}{24} = -25.676 \text{ ton-m}$$

Los momentos primarios son:

$$M_1 = P_e \times e = 126.711 \times (0) = 0, \text{ en los apoyos extremos.}$$

$$M_1 = P_e \times e = 126.711 \times (0.3758) = +47.618 \text{ ton-m, en el apoyo interior.}$$

$$M_1 = P_e \times e = 126.711 \times (0.4200) = -53.218 \text{ ton-m, al centro de cada claro.}$$

Los momentos secundarios M2 son entonces:
en los apoyos extremos:

$$M2 = + 51.352 - (0) = + 51.352 \text{ ton-m}$$

en el apoyo interior:

$$M2 = + 51.352 - (-47.618) = + 3.734 \text{ ton-m}$$

en el centro de cada claro:

$$M2 = - 25.676 - (-53.218) = + 27.542 \text{ ton-m}$$

Estos momentos, debidos al preesfuerzo, varían linealmente desde 51.352 ton-m en los apoyos extremos, hasta 3.734 ton-m en el apoyo interior.

Las reacciones debidas al preesfuerzo son las reacciones que inducen estos momentos, M2, así los momentos de reacción en los apoyos de la trabe resultan:

$$MA = MC = + 51.352 \text{ ton-m} \quad , \quad MB = + 3.734 \text{ ton-m}$$

Las reacciones verticales se obtienen del momento no equilibrado entre los apoyos extremos y el del apoyo interior, considerando que los momentos positivos giran en sentido de las manecillas del reloj.

$$RA = RC = \frac{+51.352 + 3.734}{14} = \frac{55.086}{14} = - 3.934 \text{ ton}$$

$$RB = - 2 (- 3.934) = + 7.869 \text{ ton}$$

Las reacciones totales debidas a las cargas externas y al efecto del preesfuerzo en el estado final de servicio son entonces:

Reacciones verticales:

$$RA = RC = 41.748 - 3.934 = 37.814 \text{ ton}$$

$$RB = 83.496 + 7.869 = 91.365 \text{ ton}$$

Para este caso particular el preesfuerzo no alivia de carga al apoyo interior, sino por el contrario, se la incrementa, pero tal incremento sólo es 9.4% de la carga que le correspondería si no hubiera preesfuerzo. Dicha carga adicional puede no ser considerada para el cálculo de la resistencia del elemento de apoyo, debido a que el pequeño error que esto representa quedaría cubierto ampliamente por los factores de carga empleados para el diseño.

El beneficio del preesfuerzo, por llamarlo así, se tiene con el alivio de los momentos de reacción en los apoyos extremos, debido a los momentos secundarios que en este ejemplo son de magnitud considerable y deben tomarse en consideración, y de manera especial si la trabe perteneciera a un marco destinado a resistir fuerzas laterales debidas a sismo o viento, donde

puede existir inversión de signos, y en cuyo caso los efectos del preesfuerzo se sumaría o se restarían a los momentos producidos por las cargas laterales.

Esto se traduce, a que el uso del preesfuerzo en la estructura sismorresistente de las edificaciones quede limitado a estructuras donde las sollicitaciones sísmicas no sean tan severas (estructuras de mediana y baja altura) o para aquellas en donde las cargas gravitacionales sean de mayor importancia. Pero puede usarse en estructuras altas, en los elementos que no estén destinados a resistir fuerzas horizontales reversibles.

1.4.3. Consideraciones para diseño.

Los límites de la excentricidad para el tendón en vigas continuas pueden obtenerse con base a la tensión admitida en el diseño en orden de los límites establecidos máximo y mínimo de la envolvente de los diagramas por flexión de acuerdo al límite superior e inferior.

El perfil del tendón no puede tener los mismos picos de la configuración del diagrama de los momentos negativos por flexión debido al diseño y a las condiciones prácticas. Esta consideración incluye la magnitud de las pérdidas por fricción, que se incrementan cuando se reduce el radio de curvatura de la traza del tendón de preesfuerzo, los altos niveles de los esfuerzos concentrados en los casos de cambios abruptos de dirección del tendón de preesfuerzo y las dificultades adicionales para el postensado de los cables de preesfuerzo. En tal circunstancia es posible prever la modificación del perfil del tendón en los apoyos para obtener una transición curvilínea en estas zonas de la viga continua. Tal ajuste debe tenerse en cuenta para modificar el diagrama de momento primario $M1$ y el diagrama de momento total $M3$. En la figura 1.27 se muestra una alternativa para el perfil del tendón de preesfuerzo con igual línea curvada superior que las inferiores para la traza real en la sección de los picos del diagrama de momentos, la línea de puntos y rayas da el desarrollo de los momentos de flexión usados en el diseño para el nivel de cargas de servicio.

La selección del perfil del tendón de preesfuerzo debe basarse en las siguientes consideraciones:

1. La excentricidad debe ser tan grande como sea posible en los puntos donde se desarrollan los momentos por flexión más elevados en el estado límite de falla.
2. Cuando sea posible, en cualquier sección los momentos totales debidos al preesfuerzo deben ser suficientes para contrarrestar los momentos debidos a las cargas de servicio en esa sección. La prueba para esta condición debe estar basada en los resultados de los valores de los esfuerzos obtenidos con el valor de los momentos, desde la fuerza axial causada por la fuerza de preesfuerzo hasta los esfuerzos de los momentos por flexión.
3. Un tendón que produzca menores pérdidas por fricción debe ser considerado o elegido para el diseño.
4. Es esencial considerar los requerimientos de las cargas últimas cuando se elige el perfil del tendón, un tendón seleccionado sólo con las bases de la transformación lineal y concordancia no es necesariamente satisfactorio, puede no cumplir con los requerimientos de esfuerzos bajo las cargas de servicio o no cumplir satisfactoriamente los requerimientos de carga última tanto en el centro de los claros como en los apoyos intermedios.

5. Una reducción de la excentricidad en los apoyos intermedios por medio de la transformación lineal reduce los esfuerzos de compresión de las cargas de servicio y puede resultar en la admisión de momentos adicionales por cargas vivas, y por tanto más carga viva, proporcionando excentricidad adicional en el perfil del centro del claro y momentos que producen esfuerzos satisfactorios en el concreto.

Las investigaciones han comprobado que la teoría elástica se puede aplicar con gran precisión a las vigas continuas de concreto preesforzado mientras el concreto no se agriete. Para sobrecargas que lleven al punto de agrietamiento a las vigas, es necesario determinar la resistencia para ese estado. Pero también es preciso el conocimiento referente a la resistencia a la ruptura, para poder proporcionar un criterio para el diseño.

Para cualquier estructura indeterminada, los momentos pueden hallarse basándose en un análisis elástico, o en la aceptación de algún grado de comportamiento plástico. El análisis plástico supone la formación de una o más articulaciones plásticas, en las secciones críticas por momento, seguida de cierta cantidad de redistribución de momentos elásticos.

Resulta conservador efectuar el análisis de la resistencia basándose en los momentos elásticos. Se considera que los momentos en todas las secciones se incrementan linealmente con la carga, hasta que se alcanza la capacidad de la viga o marco en alguna ubicación, estableciéndose la carga de falla.

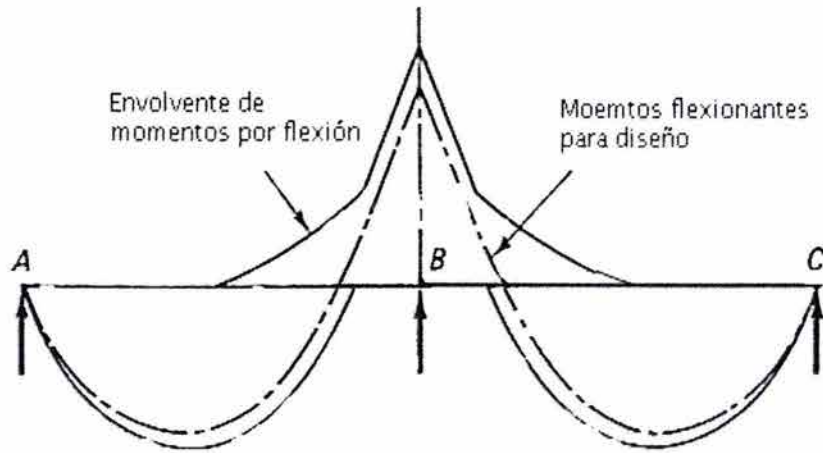
Este procedimiento es conservador en el sentido de que desprecia la capacidad de casi todas las vigas y marcos para redistribuir en cierto grado los momentos antes del colapso real. Es también inconsistente para las estructuras reales de concreto, debido a que la resistencia a la flexión de las secciones individuales se calculan sobre la base de un comportamiento inelástico no lineal, aun cuando se supone que la viga o marco responden elásticamente.

Sin embargo, debido a la dificultad en la predicción de las capacidades de rotación, la práctica actual sigue esencialmente este procedimiento tanto para elementos de concreto reforzado como para los de concreto preesforzado.

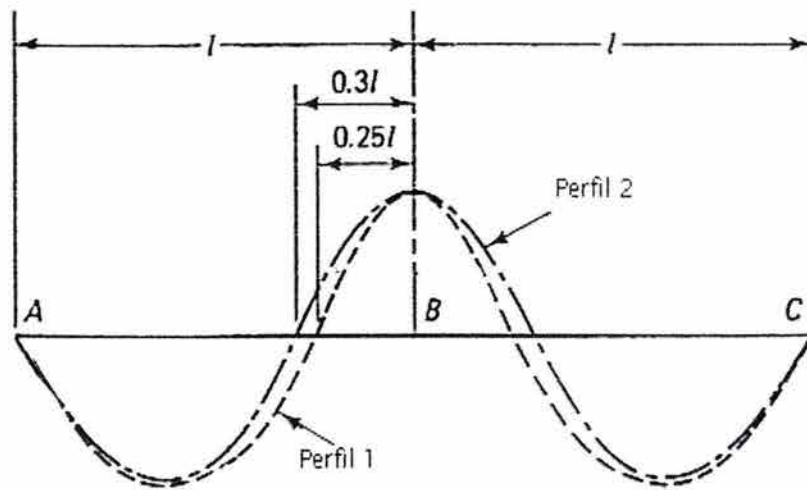
Resulta siempre conservador despreciar la redistribución de momentos. La carga de falla no sería menor, y puede ser substancialmente mayor que la calculada. Así, los momentos últimos que deben ser resistidos se pueden hallar empleando cualquiera de los métodos comunes para el análisis elástico de vigas y marcos sujetos a las cargas afectadas con los factores de seguridad.

Las cargas que deben incluirse en el análisis elástico por flexión son el peso propio del elemento, las cargas muertas sobrepuestas, y las cargas vivas, cada una con el factor de carga apropiado especificado por el reglamento y las normas para construcción.

Para el estado de carga última, el uso de la carga balanceada no resulta apropiado, y por lo tanto, las cargas equivalentes debidas al preesfuerzo no deben de incluirse. Sin embargo, se deben incluir los momentos secundarios resultantes del preesfuerzo, usando un factor de carga igual a 1.0. Los momentos secundarios existen e influyen en los momentos elásticos de todas las acciones en la estructura a través de todo el rango de la carga hasta alcanzar la falla.



a. Envolvente de diagrama de momentos para una viga continua.



b. Alternativa para el perfil real del tendón de preesfuerzo.

FIG. 1.27. MODIFICACIÓN DEL PERFIL DEL TENDÓN DE PREESFUERZO.

Las únicas circunstancias bajo las cuales puede legítimamente ignorarse los momentos secundarios son cuando se especifica un tendón concordante (en cuyo caso no existen momentos secundarios por definición), o cuando es posible la redistribución total de momentos, mediante la formación de articulaciones plásticas que tengan una capacidad de rotación adecuada.

Los momentos secundarios se deben hallar tomando como base la fuerza de preesfuerzo efectiva P_e . Mientras que la fuerza en el tendón se incrementa significativamente a medida que se incrementan las cargas en la estructura, debido a la flexión de los elementos, esto representa un cambio en la fuerza pretensora, que es la que produce los momentos secundarios; de la misma manera, un incremento similar en el esfuerzo del acero en una viga de concreto reforzado, no convierte a esta en una de concreto preesforzado. La fuerza resultante del preesfuerzo es entonces invariable, y los momentos secundarios permanecen constantes a medida en que se incrementa la carga, hasta la carga última o aquella que produce la primera articulación plástica.

El análisis plástico es ampliamente usado para estructuras de acero, en las que la capacidad de rotación es generalmente adecuada debido a la gran ductilidad de este material. No ha sido generalmente aceptado para las estructuras de concreto reforzado y preesforzado, debido a la mayor limitación en la cantidad de rotación que se puede alcanzar en las secciones con articulaciones, y la dificultad práctica para la predicción de la capacidad de rotación con que se cuenta en los casos dados.

Se ha demostrado experimental y analíticamente que las secciones de concreto preesforzado con pequeñas cantidades de acero son capaces de absorber rotaciones plásticas sustanciales, mientras que aquellas con relativamente grandes cantidades de acero se comportan de una manera más frágil.

En consecuencia y en lugar de exigir cálculos más exactos de los requerimientos y capacidades de rotación, el Código de Construcciones ACI-318 (del Instituto Americano del Concreto) permite una cantidad limitada de redistribución de momentos elásticos, dependiendo del índice de refuerzo.

Definido por:

$$w = \frac{p f_y}{f'c} \quad , \quad w' = \frac{p' f_y}{f'c} \quad , \quad w_p = \frac{P_p f_{ps}}{f'c}$$

donde:

$$p = \frac{A_s}{b d} \quad ; \text{ porcentaje de acero de refuerzo no preesforzado en tensión,}$$

$$p' = \frac{A_s'}{b d} \quad ; \text{ Porcentaje de acero de refuerzo en compresión,}$$

$P_p = \frac{A_p}{b d_p}$; Porcentaje de acero de refuerzo preesforzado,

f'_c = resistencia nominal del concreto, en kg/cm^2 .

f_y = esfuerzo de fluencia en el acero de refuerzo ordinario, en kg/cm^2 .

f_{ps} = esfuerzo alcanzado por el acero de preesfuerzo en el instante de la falla por flexión, en kg/cm^2 .

en el Código se establece que los momentos negativos debidos a las cargas muerta y viva factorizadas, calculados mediante la teoría elástica para cualquier arreglo supuesto de cargas, en los apoyos de vigas continuas preesforzadas con suficiente acero adherido para asegurar el control del agrietamiento, se podrán incrementar o disminuir en no más de:

$$\text{porcentaje} = 20 \left(1 - \frac{w_p + (d/d_p)(w - w')}{0.36 B_1} \right)$$

donde:

$$B_1 = \left(1.05 - \frac{f'_c}{1400} \right), \text{ que debe ser menor a } 0.85,$$

si es que esos momentos negativos modificados también se usan para los cálculos finales de los momentos en otras secciones del claro correspondientes a la misma condición de carga.

Tal ajuste sólo se podrá efectuar cuando la sección en la cual se reduce el momento se diseña en forma tal que w_p , $(w_p + (d/d_p)(w - w'))$ es menor o igual que $(0.24 B_1)$.

De esta manera muchos de los beneficios económicos y prácticos del análisis plástico se pueden lograr sin la complejidad de un análisis plástico real de la estructura de concreto preesforzado indeterminada.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal no contemplan esta redistribución en sus disposiciones.

Conviene puntualizar que, para estructuras preesforzadas en las que no se encuentra garantizada la totalidad de la redistribución de momentos, resulta necesario incluir los momentos secundarios debidos al preesfuerzo al calcular los momentos en las secciones críticas. Estos momentos secundarios sólo desaparecen para el estado de cargas en el cual la estructura se convierte en estáticamente determinada por la formación de las articulaciones plásticas, donde los momentos soportados son nulos, y giran los ángulos de rotación que se necesiten.

1.5. Esfuerzos permisibles en elementos de concreto preesforzado sometidos a flexión.

1.5.1. Generalidades.

La mayoría de las especificaciones para la construcción de concreto preesforzado imponen ciertas limitaciones a los esfuerzos en el concreto y en el acero para cada estado de carga en particular, tales como aquellas que se imponen durante el tensado del acero, y para cuando actúa la totalidad de la carga de servicio. Estas limitaciones en los esfuerzos tratan de evitar daños al elemento durante la construcción y asegurar buenas condiciones de servicio mediante la limitación indirecta del ancho de las grietas y la deflexión.

En la práctica actual, las especificaciones que limitan los esfuerzos proporcionan a menudo el punto de partida para la selección de las dimensiones de los elementos de concreto preesforzado. No obstante, el diseño resultante debe comprobarse por resistencia asegurando un adecuado factor de seguridad contra la falla. También deben calcularse las deflexiones explícitamente para un estado particular de carga que sea de importancia.

En todos los diseños deben revisarse los esfuerzos en el concreto, para cada uno de los estados de carga que sean críticos, considerando las cargas externas, las cargas reactivas, y la fuerza de preesfuerzo que en cada estado intervengan, y compararse con los esfuerzos permisibles para el estado que se especifique. Y si es necesario, hacer los ajustes convenientes para cumplir con las recomendaciones.

1.5.2. Especificaciones de las Normas Técnicas Complementarias, del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Los límites de esfuerzo en el concreto y en el acero de preesfuerzo que se especifican en las Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) están destinados a elementos con tendones de preesfuerzo adheridos, sin embargo, pueden considerarse también para los sistemas de preesfuerzo con cables no adheridos.

Por otra parte, las disposiciones contenidas en las normas mencionadas indican que en la fabricación de elementos preesforzados y parcialmente preesforzados se usará concreto Clase 1, es decir concreto cuya resistencia especificada, $f'c$, sea igual o mayor que 250 kg/cm^2 .

Para un mejor manejo en el uso de los esfuerzos permisibles, se hace referencia de la siguiente nomenclatura:

$f'c$ = resistencia nominal a compresión del concreto, en kg/cm^2

fci = resistencia a compresión del concreto al momento de aplicar la fuerza de preesfuerzo inicial, en pretensado cuando se cortan los tendones o se disipa la presión del gato, y en postensado, cuando se anclan los tendones contra el concreto, en kg/cm^2 ,

fpu = resistencia última, en tensión, del acero de preesfuerzo, en kg/cm^2 .

1.5.2.1. Esfuerzos permisibles en el concreto.

a. Esfuerzos inmediatamente después de la transferencia del preesfuerzo y antes que ocurran las pérdidas por contracción y flujo plástico.

Esfuerzo inicial	Valor admisible
Compresión en fibras extremas	$0.60 f_{ci}$, (kg/cm ²)
Tensión en elementos sin refuerzo en la zona de tensión que no sea de tensión precomprimida.	$(f'c)^{1/2}$, (kg/cm ²)

La zona de tensión precomprimida es aquella porción del miembro en la cual ocurre tensión por flexión bajo cargas de servicio.

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

b. Esfuerzos bajo cargas muertas y vivas de servicio, después de considerar todas las pérdidas de la fuerza de preesfuerzo.

Esfuerzo de servicio	Valor admisible
Compresión en fibras extremas	$0.45 f'c$, (kg/cm ²)
Tensión en la zona de tensión precomprimida.	$1.6 (f'c)^{1/2}$, (kg/cm ²)

Estos valores pueden excederse con tal que se justifique que el comportamiento estructural del elemento será adecuado, pero sin que el esfuerzo de tensión llegue a ser mayor que:

$$3.2 (f'c)^{1/2}, \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Si el esfuerzo calculado de tensión resulta mayor que el límite anterior puede usarse acero no preesforzado y tratar al elemento como parcialmente preesforzado o sin preesfuerzo.

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

Los límites de esfuerzos debidos a la carga de servicio se aplican después de que han ocurrido todas las pérdidas, y cuando actúa la totalidad de la carga de servicio. El esfuerzo de tensión permisible para el concreto de 1.6 veces la raíz cuadrada de $f'c$ se ha establecido principalmente a partir de resultados experimentales en probetas y en estructuras reales. El uso de este esfuerzo límite en lugar de un valor menor o cero, requiere que exista suficiente cantidad de refuerzo en la zona de tensión precomprimida para controlar el agrietamiento, también requiere que el recubrimiento de concreto para el refuerzo sea suficiente para evitar la corrosión y que no existan condiciones de extraordinaria corrosividad. El refuerzo puede

consistir de tendones preesforzados o sin preesforzar, o de varillas de refuerzo, convenientemente distribuidos en la zona de tensión.

Se permite el uso de un límite para el esfuerzo de tensión de 3.2 veces la raíz cuadrada de f_c para mejorar las características de flexión bajo cargas de servicio, particularmente cuando una parte de las cargas es de naturaleza momentánea. Debe enfatizarse la naturaleza nominal del esfuerzo permisible a la tensión de 3.2 veces la raíz cuadrada de f_c , calculado sobre la base de la sección total sin agrietar, ya que su valor está bastante por encima de cualquier estimación razonable del módulo de ruptura del concreto. Si se usa este esfuerzo límite se deberá incrementar un 50 % el valor usual del recubrimiento de concreto para el refuerzo, de acuerdo con las recomendaciones, y deberá revisarse explícitamente la deflexión para las cargas de servicio.

1.5.2.2. Esfuerzos permisibles en el acero de preesfuerzo.

Esfuerzos de tensión en los tendones de preesfuerzo:

Debidos a la fuerza aplicada por el gato: 0.80 fpu

Inmediatamente después de la transferencia : 0.70 fpu

No se incluye ninguna limitación para los esfuerzos en el acero después de ocurridas todas las pérdidas, debido a que tales esfuerzos siempre serán menores que los esfuerzos en el acero en las condiciones iniciales, cuando debe obtenerse un factor de seguridad adecuado.

El Código de Construcciones ACI-318 (del Instituto Americano del Concreto) contiene provisiones similares a los presentados por las NTC para los esfuerzos permisibles en el concreto y en el acero de preesfuerzo para elementos sometidos a flexión.

1.6. Resistencia a la ruptura por flexión en elementos de concreto preesforzado con tendones no adheridos

1.6.1. Generalidades.

Debe recordarse que, un elemento de concreto preesforzado, que esta destinado a soportar flexión, se convierte en un elemento de concreto reforzado ordinario después de que ha sido sometido a sobrecargas que le producen esfuerzos de tensión mayores a los que puede soportar el concreto. En tal estado de carga ya no es posible aplicar la teoría elástica, por la falta de interacción entre el concreto trabajando a compresión y el ubicado en la zona de tensión, debido a la presencia de agrietamientos excesivos.

En las estructuras de concreto preesforzado, después de que han aparecido las primeras grietas por flexión, es posible aplicar la teoría elástica en combinación con el artificio de la sección transformada, en ese estado de carga, para calcular las deflexiones o los esfuerzos en el elemento, de forma similar que en las estructuras de concreto reforzado. Pero, para un estado

de sobrecarga severo, tal como el de las cargas factorizadas de diseño, esto no es posible y deben usarse las propiedades inelásticas de los materiales para determinar la resistencia.

La única diferencia que existe entre los elementos de concreto preesforzado y los de concreto reforzado, en el estado de falla, es que en el caso del concreto preesforzado el acero, utilizado inicialmente para suministrar una compresión, ha tenido que ser sometido a esfuerzos y deformaciones de trabajo previos a ese estado. Por lo que, desde el punto de vista de las hipótesis generales para elementos de concreto reforzado sometidos a flexión, en donde se menciona que la distribución de las deformaciones unitarias en la sección transversal es plana, las deformaciones previas en el acero de preesfuerzo se incrementarán aún más junto con su esfuerzo, de manera proporcional y en compatibilidad con las deformaciones del concreto en compresión, a medida que se incrementan las cargas y se desarrolla la resistencia. Este incremento en el esfuerzo del acero de preesfuerzo, debe tomarse en cuenta al definirse la fuerza de tensión para el par resistente.

Un análisis de la capacidad última de los elementos sometidos a flexión basado en la compatibilidad de deformaciones es aplicable siempre y cuando los tendones estén adheridos al concreto (como ocurre en los elementos de concreto reforzado), de tal manera que no exista movimiento relativo (deslizamientos) entre los dos componentes. Este es el caso de vigas pretensadas y normalmente es cierto para elementos postensados en los que los tendones son inyectados con mortero o lechada después de que se tensan, integrando así el acero a la sección resistente.

Sin embargo, en el caso de la construcción postensada donde se usan tendones engrasados recubiertos, no es posible integrar el acero de preesfuerzo a la sección de concreto, dando como resultado que los incrementos en los esfuerzos del acero se distribuyan a lo largo de toda la longitud del tendón, en lugar de estar concentrados en las grietas como ocurre en la construcción con adherencia.

El incremento en la deformación y el esfuerzo del acero en las secciones críticas por flexión es menor que para las vigas con adherencia, y el esfuerzo puede ser sólo ligeramente mayor que el del preesfuerzo efectivo (f_{pe}) cuando el elemento falla. La falla para tales casos se caracteriza por un pequeño número de grietas algo anchas. El crecimiento de tales grietas produce una concentración de la compresión en el área reducida de concreto por encima de la grieta, excediendo la capacidad que puede resistir el concreto.

Las pruebas indican que la carga de falla de una trabe sin adherencia puede ser de sólo el 75 u 80 % de aquella correspondiente a un miembro con adherencia. Sin embargo, estas pruebas se realizaron en elementos que sólo tenían como refuerzo de tensión el acero de preesfuerzo, y no hay que olvidar que comúnmente tanto las piezas de concreto preesforzado adherido como las no adheridas, contienen una cantidad significativa de varillas de refuerzo no preesforzado cuyos objetivos son varios, entre los cuales esta el controlar y distribuir las grietas por contracción y flexión, ayudar en el control de las deflexiones, y principalmente contribuir al incremento de la resistencia última a flexión de la sección.

De esta forma, mediante la incorporación de acero de refuerzo no preesforzado, se puede diseñar un elemento de concreto preesforzado con tendones no adheridos para que alcance resistencias comparables a la de los elementos con tendones adheridos.

Por otra parte, mientras que la excentricidad del tendón del preesfuerzo debe normalmente limitarse con el objeto de evitar la presencia de esfuerzos excesivos de tensión en la parte superior del elemento descargado, las varillas no preesforzadas pueden colocarse tan cerca de la cara de tensión de la trabe como lo permitan los requerimientos de recubrimiento. De esta forma se maximizará su contribución a la resistencia, al proporcionar mayores brazos para el par resistente.

Las varillas no preesforzadas de área A_s , casi siempre estarán esforzadas hasta su resistencia de fluencia o por arriba de ella, cuando se cargue un elemento hasta la falla. Esto es evidente, si se toma en cuenta las características de las curvas esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo y de preesfuerzo. Cuando el tendón está trabajando a su esfuerzo efectivo f_{pe} , correspondiente a la carga de preesfuerzo efectivo P_e , las varillas de refuerzo soportan un esfuerzo de compresión igual a n_s veces el esfuerzo de compresión al nivel de ese acero, donde $n_s = E_s/E_c$ (cociente entre el módulo de elasticidad del acero de refuerzo y el módulo de elasticidad del concreto).

A medida de que la trabe se sobrecarga hasta la falla, tanto el tendón como las varillas de refuerzo experimentan incrementos en su deformación, debidas a la descompresión del concreto en la zona de tensión precomprimida y al gran incremento de los esfuerzos de tensión. Si, como es a menudo el caso, las varillas se encuentran a una mayor profundidad que el tendón, ellas experimentarán un incremento en su deformación más grande que el tendón. En cualquiera de los casos, el incremento en la deformación es suficiente como para esforzar a las varillas más allá de su punto de fluencia, excepto para casos poco frecuentes.

La integración de varillas no preesforzadas en el análisis por compatibilidad de deformaciones, no involucra complicaciones serias, y las modificaciones que se tienen que hacer resultan obvias.

Tanto en el análisis como en el diseño de la resistencia a flexión interviene la siguiente notación:

f_{py} = esfuerzo de fluencia para el acero de preesfuerzo. Para el caso de estos aceros, que no presentan fluencia bien definida (como en el acero de refuerzo ordinario), 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 también como el esfuerzo al cual corresponde un alargamiento de 1% (0.010)(ver fig. 1.30).

f_{pe} = esfuerzo en el acero de preesfuerzo debido a la fuerza efectiva P_e .

f_{ps} = esfuerzo en el acero de preesfuerzo cuando el elemento alcanza la falla.

La determinación de la resistencia a flexión de elementos de concreto preesforzado con tendones adheridos puede entonces realizarse usando un análisis de compatibilidad de deformaciones. Para las secciones de concreto preesforzado con tendones no adheridos se tiene contemplado otro enfoque.

Alternativamente, dentro de ciertas limitaciones, se puede efectuar una determinación aproximada para establecer el esfuerzo de falla, f_{ps} , en el tendón de elementos tanto adheridos como no adheridos.

1.6.2. Determinación del esfuerzo en el acero de preesfuerzo para el estado de sobrecarga.

Las Normas Técnicas Complementarias (NTC) del Reglamento de Construcciones Para el Distrito Federal sólo contienen especificaciones para elementos preesforzados con tendones adheridos, con las cuales es posible determinar el esfuerzo f_{ps} en el acero de preesfuerzo sin realizar el análisis por compatibilidad de deformaciones, siempre y cuando la resistencia nominal del concreto, $f'c$, no sea mayor que 350 kg/cm^2 y el preesfuerzo efectivo, f_{pe} , no sea menor que la mitad del esfuerzo resistente del acero de preesfuerzo, $0.50 f_{pu}$.

Aunque estas expresiones no son aplicables de ningún modo, a las secciones de concreto preesforzado con tendones no adheridos, se hará mención de ellas para mostrar las variables que consideran.

El esfuerzo f_{ps} , puede tomarse como:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - 0.5 \left(P_p \frac{f_{pe}}{f''c} - q \right) \right), \quad \text{para secciones con preesfuerzo total.}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - 0.5 \left(P_p \frac{f_{pe}}{f''c} + q - q' \right) \right), \quad \text{para secciones con preesfuerzo parcial.}$$

Las cantidades :

$$\left(P_p \frac{f_{pe}}{f''c} - q \right) \quad \text{y} \quad \left(P_p \frac{f_{pe}}{f''c} + q - q' \right)$$

no deben ser menores a 0.17, y d' no se supondrá mayor que $0.15 d_p$.

En estas expresiones:

A_p = área de la sección transversal del acero preesfuerzo, cm^2

A_s = área de la sección transversal del acero de refuerzo ordinario, cm^2

d_p = peralte efectivo para el acero de preesfuerzo

d = peralte efectivo para el acero de refuerzo no preesforzado

d' = distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero a compresión,

$f'c$ = resistencia nominal del concreto a compresión, en kg/cm^2

$f''c$ = resistencia reducida del concreto para diseño = $B3 (0.8f'c)$, en kg/cm^2

$$B3 = \left(1.05 - \frac{(0.8 f'c)}{1250} \right), \quad B3 \text{ no debe ser mayor a } 0.85.$$

El índice de refuerzo se define por:

$$q = \frac{p f_y}{f'_c}$$

$$q' = \frac{p' f_y}{f'_c}$$

$$p = \frac{A_s}{b d} ; \text{porcentaje del acero de refuerzo no preesforzado en tensión,}$$

$$p' = \frac{A_s'}{b d'} ; \text{porcentaje del acero de refuerzo en compresión,}$$

$$p_p = \frac{A_p}{b d_p} ; \text{porcentaje del acero de refuerzo preesforzado,}$$

b = ancho de la sección; en secciones I o T, ancho del patín comprimido por efecto de las cargas.

Para esto, en las NTC, se define la cantidad de preesfuerzo en un elemento a partir de la relación entre los aceros de preesfuerzo y de refuerzo que suministran la resistencia requerida, por medio de un índice de preesfuerzo I_p .

La norma indica: se podrá suponer que una sección tiene preesfuerzo total, si su índice de preesfuerzo, I_p , esta comprendido entre 0.9 y 1.0, incluyendo los valores extremos del rango. Si el índice de preesfuerzo es menor que 0.9 pero mayor que 0.6 o igual, se podrá suponer que la sección tiene preesfuerzo parcial. Si el índice de preesfuerzo es menor que 0.6, se podrá suponer que la sección no tiene preesfuerzo.

El índice de preesfuerzo puede valuarse con la siguiente expresión:

$$I_p = \frac{A_p f_{ps}}{A_p f_{ps} + A_s f_y}$$

donde f_y , es el esfuerzo de fluencia del acero no preesforzado.

Por otra parte, el Código ACI-318 (Instituto Americano del Concreto) también contiene previsiones para determinar la resistencia a flexión de los elementos de concreto preesforzado, y en especial para estimar el esfuerzo f_{ps} del acero de preesfuerzo. A diferencia de las NTC, el Código incluye también expresiones para determinar el esfuerzo f_{ps} para el caso de tendones sin adherencia.

En el Código se indica que la resistencia al momento de diseño de los elementos preesforzados sujetos a flexión se calculará con los métodos de diseño comunes para concreto reforzado. Para los cables de preesfuerzo, f_{ps} puede sustituirse por f_y si se siguen aquellos métodos.

También, se especifica que en lugar de efectuar una determinación más precisa de f_{ps} con base en la compatibilidad de deformaciones, y siempre que f_{pe} no sea menor que $0.5 f_{pu}$, se pueden utilizar los siguientes valores aproximados de f_{ps} .

a. Para elementos con cables de preesfuerzo adheridos:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{G_p}{B_1} \left(P_p \frac{f_{pu}}{f_c} + \frac{d}{d_p} (w - w') \right) \right)$$

Cuando se toma en cuenta cualquier refuerzo de compresión al calcular f_{ps} mediante la ecuación anterior, el término:

$$\left(P_p \frac{f_{pu}}{f_c} + \frac{d}{d_p} (w - w') \right)$$

debe tomarse no menor que 0.17 y d no debe ser mayor que $0.15d_p$.

b. Para elementos con cables de preesfuerzo no adheridos y con relación claro-peralte de 35 o menos:

$$f_{ps} = f_{pe} + 700 + \frac{f'_c}{100 P_p}, \text{ en kg/cm}^2$$

Pero en esta ecuación, f_{ps} no debe tomarse mayor que f_{py} ni que $(f_{pe} + 4\ 200)$.

c. Para elementos con cables de preesfuerzo no adheridos y con relación claro-peralte mayor de 35.

$$f_{ps} = f_{pe} + 700 + \frac{f'_c}{300 P_p}, \text{ en kg/cm}^2$$

Pero en esta ecuación, f_{ps} no debe tomarse mayor que f_{py} ni que $(f_{pe} + 2\ 100)$.

En estas expresiones:

- G_p = factor para el tipo de tendón de preesfuerzo
 = 0.55 para f_{py}/f_{pu} no menor que 0.80.
 = 0.40 para f_{py}/f_{pu} no menor que 0.85.
 = 0.28 para f_{py}/f_{pu} no menor que 0.90.

$$B1 = 1.05 - \frac{f'c}{1400}, \text{ que no debe ser mayor a } 0.85.$$

La cantidad de refuerzo se define por:

$$w = \frac{p f_y}{f'c} \text{ (índice de refuerzo del acero no preesforzado)}$$

$$w' = \frac{p' f_y}{f'c} \text{ (índice de refuerzo del acero no preesforzado en compresión)}$$

$$w_p = \frac{P_p f_{ps}}{f'c} \text{ (índice de refuerzo del acero de preesfuerzo)}$$

El resto de los términos son los mismos que se definieron para el caso de las expresiones que maneja las NTC. También, en el caso del ACI, b es el ancho de la cara a compresión de la trabe.

Según se aprecia, en las ecuaciones presentadas en el ACI-318 para elementos preesforzados sin adherencia, se estima que los tendones no fallarán cuando se presente la ruptura del elemento sometido a flexión, debido a que los esfuerzos se distribuyen en toda su longitud, y por que el pequeño incremento en su esfuerzo, que se estima con las formulas, sólo representará apenas un 10 % de su resistencia a ruptura. Esto es importante, puesto que normalmente el esfuerzo de trabajo del acero de preesfuerzo en condiciones de servicio, f_{pe} , tiene un valor, con respecto a f_{pu} , de entre el 55 y el 60 %, que al adicionarle el incremento calculado, el esfuerzo aproximado de falla sería de menos del 70 % de la resistencia a la ruptura última por tensión. Siendo un hecho que los cables de preesfuerzo no se romperán cuando las secciones críticas a lo largo de un elemento alcancen su ruptura o, en su caso extremo, el colapso.

Lo anterior puede ejemplificarse, si se considera un tendón de preesfuerzo formado por torones de acero 270 Ksi (kilo libras por pulgada cuadrada) con un esfuerzo último en tensión de 18 900 kg/cm² (270 000 psi), el esfuerzo efectivo bajo al cual normalmente se le hace trabajar, es de más o menos $f_{pe} = 11\,000 \text{ kg/cm}^2$ que es el 58 % de f_{pu} aproximadamente. Ahora, considerando un porcentaje del acero de preesfuerzo $P_p = 0.0034$, una resistencia de concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y una relación claro peralte menor a 35, el incremento esperado en el acero de preesfuerzo será:

$$f_p = 700 + \frac{f'c}{100 P_p} = 700 + \frac{250}{100(0.0034)} = 700 + 735 = 1\,435 \text{ kg/cm}^2$$

esto es sólo el 7.6 % del esfuerzo último. Si se agrega este incremento al esfuerzo efectivo de trabajo se tiene:

$$f_{ps} = f_{pe} + f_p = 11\,000 + 1\,435 = 12\,435 \text{ kg/cm}^2$$

que es el 65.8 % de la resistencia última.

Algunas veces tal incremento del esfuerzo en el acero de preesfuerzo no adherido puede ser menos significativo y suele no considerarse por razones prácticas, tomándose para el diseño únicamente el esfuerzo efectivo, f_{pe} .

Por otra parte el esfuerzo de fluencia para este acero es aproximadamente $f_{py} = 16\,000 \text{ kg/cm}^2$, por lo que para el estado de falla se sigue teniendo un comportamiento básicamente elástico. Bajo este estado, las deformaciones adicionales, a las correspondientes del esfuerzo efectivo f_{pe} , se pueden calcular. Considerando un módulo de elasticidad para los torones de preesfuerzo $E = 1\,900\,000 \text{ kg/cm}^2$, la deformación adicional que en el acero se presentaría al alcanzarse el esfuerzo f_{ps} , es:

$$d = \frac{f_p}{E} = \frac{1\,435}{1\,900\,000} = 0.0007$$

Esta deformación representa, la recuperación del concreto al pasar de un estado descargado, cuando la zona de tensión por flexión trabaja a compresión, a un estado de carga de servicio, donde el concreto absorbe las fuerzas de tensión limitadas, y las correspondientes a los efectos de las sobrecargas donde el concreto esta agrietado y todas las tensiones son absorbidas por el acero que fue estirado previamente. Dicha deformación no es significativa al compararla con la deformación de fluencia del acero de refuerzo ordinario (0.0021), por lo que también se previene un agrietamiento excesivo, sin embargo este puede puntualizarse en las zonas críticas.

1.6.3. Determinación de la resistencia.

Como se puede apreciar, el cálculo de la resistencia a flexión de un elemento de concreto preesforzado se concentra en la obtención del esfuerzo de falla en el acero de preesfuerzo, y los procedimientos adicionales son los mismos que los del concreto reforzado. Desde este punto de vista y en virtud de que es posible estimar el incremento en el esfuerzo de los cables de preesfuerzo o no considerarlo, no es difícil diseñar la capacidad requerida para las secciones de concreto con tendones no adheridos.

Para el análisis por compatibilidad de deformaciones se acepta una interacción entre las deformaciones unitarias del acero de tensión y el concreto a compresión, tomado para este último una deformación máxima útil de 0.003.

En el caso de los elementos con tendones no adheridos es posible aplicar esta hipótesis considerando las deformaciones unitarias entre el concreto y el acero de refuerzo no preesforzado adherido como para cualquier otra sección de concreto reforzado.

Con esta aceptación, el acero de preesfuerzo, que no esta adherido, se considera actuando con una fuerza T_p , de tensión, que resulta de $(f_{ps} A_p)$, en caso que se considere el pequeño incremento en el esfuerzo del acero, o simplemente $(f_{pe} A_p)$ si no se considera. A esta tensión en el acero de preesfuerzo se sumará la tensión $T_s = (f_y A_s)$ del acero de refuerzo no

preesforzado para que en conjunto suministren la fuerza de tensión total T, para el par resistente ($T = T_p + T_s$).

Para varillas de refuerzo grado 42 con $f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$ puede considerarse una de formación unitaria en el punto de fluencia de 0.0021 con la cual es posible determinar la profundidad del eje neutro (c), la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos (a) y por consiguiente la capacidad del concreto para resistir compresión (C), y además otras características importantes que señalan las especificaciones de las NTC, tales como las referentes a la ductilidad y los criterios de falla.

Esta norma marca un criterio para la ductilidad de un elemento a flexión basado en los límites del refuerzo máximo. Que especifica una cantidad máxima de acero de tensión, en las secciones de concreto reforzado que no estén destinadas a resistir fuerzas sísmicas, correspondiente a la falla balanceada, y el 75 % de este modo de falla para los elementos a flexión que deban resistir fuerzas sísmicas.

Por otra parte, las formulas que allí se presentan para determinar la capacidad de una sección de concreto no pueden ser aplicadas de forma directa.

Para vigas de sección transversal rectangular o para vigas de sección T o I en las cuales la profundidad del bloque de esfuerzos cae dentro del patín a compresión, la resistencia nominal a la flexión es:

$$M_n = (A_p f_{ps} + A_s f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

donde:

$$a = \frac{(A_p f_{ps} + A_s f_y)}{f'_c b}$$

d = la profundidad de la fuerza de tensión ($A_p f_{ps} + A_s f_y$) medida desde la cara a compresión.

b = ancho de la zona a compresión.

Si A_p y A_s no están a la misma altura puede obtenerse el peralte efectivo por medios geométricos y equilibrio:

$$d = \frac{(A_p f_{ps} d_p) + (A_s f_y d_s)}{(A_p f_{ps} + A_s f_y)}$$

d_p = profundidad del acero de preesfuerzo desde la cara a compresión.

d_s = profundidad del acero de refuerzo ordinario desde la cara a compresión.

Para obtener el momento resistente de diseño, la resistencia nominal debe de multiplicarse por un factor de reducción de resistencia F_R , que para el caso de flexión su valor es de 0.90. Así,
 $M_R = F_R M_n$

$$M_R = F_R (A_p f_{ps} + A_s f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Para secciones con patines, tales como los elementos de sección T o I en las cuales la profundidad del bloque de esfuerzos es mas grande que el espesor del patín, el área total de acero de tensión (de preesfuerzo y de refuerzo), por razones de cálculo, se puede dividir en dos partes.

La primera parte es la que actúa con una tensión que se equilibra exactamente con la compresión en las partes sobresalientes del patín :

$$T_1 = f''c (b - b') t$$

Donde:

- b = ancho del patín
- b' = ancho del alma
- t = espesor del patín

y actúa con un brazo de palanca interno $(d - t/2)$.

La parte restante de la tensión en el acero es equilibrada con la compresión en el alma de valor T_2 , es decir:

$$T_2 = T - T_1$$

y la profundidad del bloque de esfuerzos es:

$$a = \frac{T_2}{f''c b}$$

El brazo del par resistente para esta parte del momento resistente es $(d - a/2)$.

El momento total resistente en la falla se halla sumando las dos partes, afectadas por F_R :

$$M_R = F_R \left(T_1 \left(d - \frac{t}{2} \right) + T_2 \left(d - \frac{a}{2} \right) \right)$$

Por otro lado, en el diseño, cuando se requiere determinar la cantidad de acero no preesforzado adicional al acero de preesfuerzo sin adherencia requerido por el análisis, se puede hacer uso de la formula general para flexión de secciones simplemente armadas:

$$M_R = F_R b^2 d f_y p (1 - 0.5 p m)$$

Donde:

$$m = \frac{f_y}{f''c} , \quad p = \frac{A_s}{b d}$$

En este caso puede determinarse el área total de acero A_s requerida, como si se tratara de una sección ordinaria de concreto reforzado y después obtener la fuerza total de tensión a suministrar, simplemente por $T = A_s f_y$. De esta fuerza de tensión se resta la capacidad a tensión de los tendones de acero de preesfuerzo $T_p = f_{ps} A_p$ ó $T_p = f_{pe} A_p$. El remanente de tensión no absorbida por los tendones de preesfuerzo representa la cantidad necesaria de acero no preesforzado, que será:

$$A_s = \frac{T - T_p}{f_y}$$

Las NTC no contemplan ninguna especificación para secciones sobre reforzadas, por lo que es recomendable cumplir con los requisitos de ductilidad y falla que se marcan para flexión o usar criterios que eviten una falla frágil.

El uso de acero de refuerzo trabajando a compresión, debe restringirse, debido a que su comportamiento real no resulta tan adecuado, y además de que debe confinarse lateralmente por medio de estribos cuya distribución en algunas circunstancias no es práctico, como en el caso secciones donde la fuerza cortante no sea tan severa como la flexión, y se requiera una separación de refuerzo transversal algo mayor que la separación máxima para confinar las barras longitudinales a compresión lo cual obligaría a colocar una cantidad mayor de estribos.

La ductilidad puede determinarse con el parámetro de falla balanceada. La falla balanceada ocurre cuando simultáneamente el acero llega a su esfuerzo de fluencia y el concreto alcanza su deformación unitaria máxima de 0.003.

Este criterio es general y se aplica a secciones de cualquier forma sin acero de compresión o con él.

En una sección de concreto preesforzado con tendones no adheridos se puede determinar el punto de falla balanceada a partir del acero de refuerzo no preesforzado para una sección simplemente armada.

Entonces, usando la distribución de deformaciones plana, se cumple que el eje neutro en la falla balanceada se encontrará a una profundidad c , medida desde la cara a compresión por flexión, de:

$$c = 0.003 \frac{d}{0.003 + 0.0021}$$

La profundidad del bloque rectangular se esfuerzos resulta:

$$a = 0.80 c$$

La capacidad de la sección queda limitada entonces por la resistencia a compresión del bloque de esfuerzos en el concreto:

$$C = a b f'_c$$

de esta forma también queda limitada la cantidad de acero que puede suministrarse para alcanzar la tensión requerida que equilibrará la compresión, y por consiguiente la ductilidad deseada.

Teniendo en cuenta que se puede determinar la capacidad del concreto para una falla balanceada, es posible determinar cualquier cantidad de acero de refuerzo para cualquier porcentaje de falla de la falla balanceada, simplemente factorizando al grado deseado la profundidad c , correspondiente a la profundidad del eje neutro en falla balanceada para obtener la componente de compresión del par resistente mismo que deberá ser igualado con la tensión del acero de refuerzo y de preesfuerzo.

Por ejemplo, si se desea obtener una falla igual al 75 % de la correspondiente a la balanceada, el valor c -bal de la profundidad del eje neutro en falla balanceada debe reducirse a $(0.75 c\text{-bal})$ y obtenerse para esta profundidad el bloque equivalente de esfuerzos con el que se obtiene la compresión máxima en el concreto y la cantidad límite para la fuerza tensión a suministrar.

A continuación se presenta un ejemplo donde se determina la capacidad de una sección, así como otros factores que deben considerarse en la obtención de la resistencia de los elementos preesforzados con tendones no adheridos.

Ejemplo 1.6.1.: Retomando el ejemplo 1.4.2., que se presentó en el tema de vigas continuas, deben revisarse los esfuerzos por flexión en los estados inicial y final de servicio, así como la cantidad de acero de refuerzo no preesforzado, requerido para soportar las acciones externas sobre la trabe.

La trabe está preesforzada con un tendón no adherido de traza parabólica en cada claro, el cual tiene excentricidad cero sobre los apoyos exteriores, excentricidad máxima hacia arriba, $e = 37.58$ cm, en el apoyo interior, y $e = 42$ cm al centro de cada claro (fig. 1.28). La resistencia nominal del concreto es $f'_c = 250$ kg/cm² y la resistencia en el concreto cuando se realiza el tensado de los tendones es $f_{ci} = 0.45 f'_c = 114$ kg/cm² (después de 3 días del colado de la pieza considerando fraguado normal del concreto curado con agua).

Las cargas y las propiedades de la sección transversal son como antes:

$$w_m = 2.400 \text{ ton/m}$$

$$w_v = 2.100 \text{ ton/m}$$

$$A_c = 6\,100 \text{ cm}^2$$

$$I_c = 3\,875\,418 \text{ cm}^4$$

$$C_1 = 37.58 \text{ cm}$$

$$C_2 = 47.42 \text{ cm}$$

$$S_1 = 103\,119 \text{ cm}^3$$

$$S_2 = 81\,728.8 \text{ cm}^3$$

$$w_o = 1.464 \text{ ton/m}$$

La carga total de servicio es $w_s = 5.964$ ton/m.

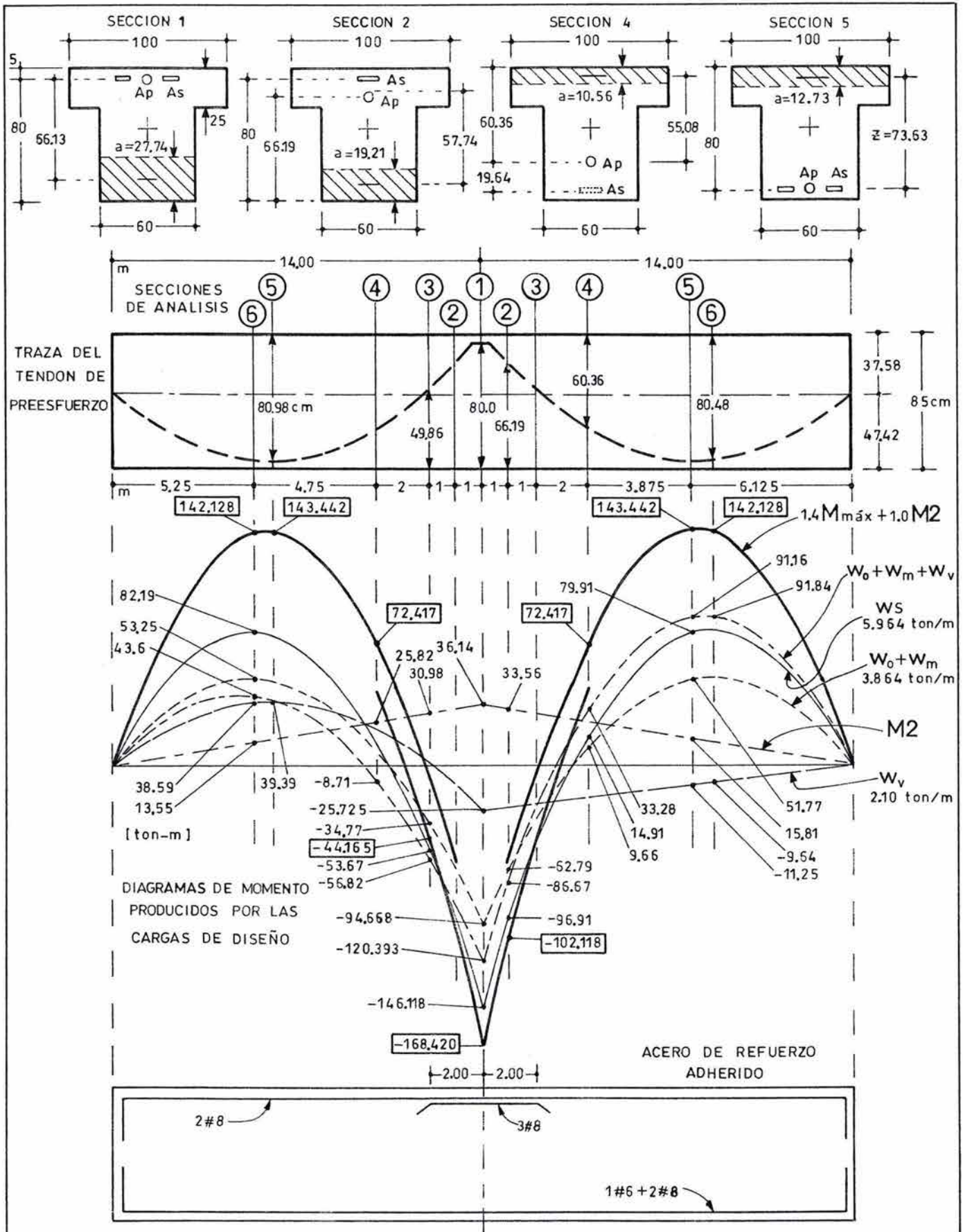


FIG. 1.28. DISEÑO DE LA RESISTENCIA A FLEXION DE UNA TRABE CONTINUA DE CONCRETO PREESFUERZADO

Los esfuerzos permisibles en el concreto en el estado inicial de servicio, cuando se aplica la tensión al tendón, son:

Compresión en fibras extremas:

$$0.60 f_{ci} = 0.6 (114) = - 68 \text{ kg/cm}^2$$

Tensión en fibras extremas:

$$(f'c)^{1/2} = (250)^{1/2} = + 16 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos en el concreto de la trabe bajo las cargas muertas y viva de servicio, después de considerar todas las pérdidas de preesfuerzo, son:

Compresión en las fibras extremas:

$$0.45 f'c = 0.45 (250) = - 112 \text{ kg/cm}^2$$

Tensión en las fibras extremas:

$$1.6 (f'c)^{1/2} = 1.6 (250)^{1/2} = + 25 \text{ kg/cm}^2$$

Para el diseño del preesfuerzo en la trabe se hace uso del método de carga balanceada. En este caso la carga a equilibrarse con la fuerza de preesfuerzo efectivo será $w_{bal} = w_o + w_m = (1.464 + 2.400) = 3.864 \text{ ton/m}$. Y la fuerza de preesfuerzo efectivo necesaria en este caso es:

$$P_e = \frac{3.864 (14)^2}{8 (0.6079)} = 155.729 \text{ ton}$$

Esta fuerza producirá un esfuerzo uniforme, bajo las cargas que con ella se equilibran, en el estado de servicio igual a:

$$f_c = \frac{155729}{6100} = 25.53 \text{ kg/cm}^2$$

En el estado inicial de servicio la fuerza de preesfuerzo inicial será $155.729/0.85 = 183.210 \text{ ton}$ y la carga balanceada inicial $w_{bali} = 4.546 \text{ ton/m}$ cuando se tensa el tendón de preesfuerzo.

Bajo estas condiciones, se considera la carga muerta total $(w_o + w_m) = -3.864 \text{ ton/m}$ a la cual se superpone la carga balanceada de $+4.546 \text{ Ton/m}$, por lo que la carga neta actuando sobre la trabe en este estado de carga es $4.546 - 3.864 = +0.682 \text{ ton/m}$ (hacia arriba).

Los momentos producidos en la trabe por esta carga reactiva se calculan en las secciones críticas por flexión, en el apoyo central y aproximadamente en el centro de cada claro, se tienen así los siguientes valores:

sobre el apoyo central:

$$M_{bal a} = \frac{w_{bal} L^2}{8} = \frac{0.682 (14.0)^2}{8} = + 16.709 \text{ ton-m}$$

y en el claro a 5.25 m de los apoyos extremos:

$$M_{bal b} = \frac{9 w_{bal} L^2}{128} = \frac{9(0.682)(14)^2}{128} = - 9.398 \text{ ton-m}$$

los esfuerzos totales en este estado inicial de cargas son, sobre el apoyo:

$$f_1 = - \frac{183210}{6100} - \frac{16.709(100\ 000)}{103\ 119} = - 46.238 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = - \frac{183210}{6100} + \frac{16.709(100\ 000)}{81\ 728.8} = - 9.589 \text{ kg/cm}^2$$

y en el claro a 5.25 m de los apoyos extremos:

$$f_1 = - \frac{183210}{6100} - \frac{-9.398(100\ 000)}{103\ 119} = - 20.920 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = - \frac{183210}{6100} + \frac{-9.398(100\ 000)}{81\ 728.8} = - 41.533 \text{ kg/cm}^2$$

Para el estado final de servicio la carga balanceada es $w_{bal} = 3.864 \text{ ton/m}$ con una fuerza de preesfuerzo efectivo $P_e = 155.729 \text{ ton}$. Bajo estas condiciones, se considera la carga total muerta y viva de servicio ($w_o + w_m + w_v$) = 5.964 ton/m a la cual se superpone la carga balanceada por el preesfuerzo efectivo, por lo que la carga neta actuando sobre la trabe en este estado de carga es $3.864 - 5.964 = -2.100 \text{ ton/m}$ (hacia abajo). Y los momentos producidos en la trabe por esta carga no equilibrada son:

sobre el apoyo central:

$$M_{bal a} = \frac{w_{bal} L^2}{8} = \frac{2.100 (14.0)^2}{8} = - 51.450 \text{ ton-m}$$

y en el claro a 5.25 m de los apoyos extremos:

$$M_{bal b} = \frac{9 w_{bal} L^2}{128} = \frac{9(2.100)(14)^2}{128} = + 28.940 \text{ ton-m}$$

los esfuerzos totales en este estado de cargas de servicio son, sobre el apoyo central:

$$f_1 = - \frac{155729}{6100} - \frac{-51.450(100\ 000)}{103\ 119} = + 24.364 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = - \frac{155729}{6100} + \frac{-51.450(100\ 000)}{81\ 728.8} = - 88.481 \text{ kg/cm}^2$$

y en el claro a 5.25 m de los apoyos extremos:

$$f_1 = - \frac{155729}{6100} - \frac{28.940(100\ 000)}{103\ 119} = - 53.594 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = - \frac{155729}{6100} + \frac{28.940(100\ 000)}{81\ 728.8} = + 9.880 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos anteriores corresponden a cargas uniformemente distribuidas en ambos claros de la viga, pero en el estado de servicio debe considerarse también, la posibilidad de que la carga viva actué sólo en un claro con el fin de obtener el máximo momento positivo posible.

Para dicha condición de carga la sección más desfavorable se encuentra a $(7/16 L)$ es decir a $7/16 (14) = 6.125$ m del apoyo extremo en cada claro, no coincide con los puntos de análisis anteriores, sin embargo, puede suponerse que esto sí ocurre. El momento máximo en el claro debido a la carga viva no balanceada actuando en la viga solo en un claro se obtiene para este caso con:

$$M = \frac{49 w L^2}{512} = \frac{49 (2.100) (14)^2}{512} = 39.391 \text{ ton-m}$$

y los esfuerzos que este momento produce en la sección de concreto son, a 6.125 m de los apoyos extremos:

$$f_1 = \frac{M_b}{S_1} = \frac{39.39 (100\ 000)}{103\ 119} = - 38.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = \frac{M_b}{S_2} = \frac{39.39 (100\ 000)}{81\ 728.8} = + 48.2 \text{ kg/cm}^2$$

Así, los esfuerzos totales en la sección de los claros de la trabe para el estado de servicio en la condición más crítica por distribución de carga viva resultan, a 5.25 m (Aprox.) de los apoyos extremos:

$$f_1 = - 25.529 - 38.20 = - 63.729 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = - 25.529 + 48.20 = + 22.671 \text{ kg/cm}^2$$

Esta distribución de carga no es crítica en otras secciones por lo que no es necesario investigar los efectos en esas zonas.

Los esfuerzos para los estados inicial y final de carga son bastante aceptables y se encuentran dentro de los límites permisibles, tanto para las condiciones iniciales como para las condiciones de servicio.

Para suministrar la fuerza de preesfuerzo efectivo $P_e = 155.729$ ton se usan torones de acero para preesfuerzo grado 270 Ksi de 0.50" de diámetro cuya área transversal individual es de 0.99 cm^2 , con un esfuerzo último a la tensión de $f_{pu} = 18\,900 \text{ kg/cm}^2$.

Considerando un esfuerzo inicial de $0.70 f_{pu} = 0.70 (18\,900) = 13\,230 \text{ kg/cm}^2$ la fuerza de tensión inicial que soporta cada cable es de:

$$0.99 (13\,230) = 13\,098 \text{ kg}$$

Después de ocurridas las pérdidas, la fuerza en el cable se reduce a su valor efectivo $P_e = R P_i$, para $R = 0.85$ se tiene que:

$$13\,098 (0.85) = 11\,133 \text{ kg}$$

Por lo que, para suministrar la fuerza de preesfuerzo efectivo se requieren:

$$N_t = \frac{155.729}{11.133} = 13.98 = 14 \text{ torones de } 0.5" \text{ de diámetro}$$

que en conjunto tienen un área $A_p = 14(0.99) = 13.86 \text{ cm}^2$.

Ahora, para el diseño de la resistencia a ruptura por flexión se consideran las condiciones de carga más desfavorables en cada sección crítica.

Debido a que el análisis se realiza para las cargas factorizadas, bajo un comportamiento no lineal de los materiales, en este estado no serán considerados los efectos totales de la carga balanceada, sólo se incluirán los momentos secundarios debidos a las reacciones externas inducidas por el preesfuerzo, que se determinaron en el análisis del ejemplo precedente.

Para identificar mejor los efectos de las cargas actuantes sobre la trabe se registrarán los valores de los momentos que produce cada estado de carga en las secciones críticas de diseño, que se encuentran: sobre el apoyo interior, a uno, a dos y a 4 metros de dicho apoyo, y a 5.25 y 6.125 m de los apoyos extremos. Estas secciones se identificarán como 1, 2, 3, 4, 5 y 6 respectivamente.

Para las secciones sobre los claros, a 5.25 m de los apoyos extremos, la condición mas desfavorable es la carga muerta total actuando en ambos claros más la carga viva actuando en un solo claro.

La carga muerta total ($w_o + w_m = 3.864 \text{ ton/m}$) actuando en los dos claros produce un momento máximo a 5.25 m de los apoyos de

$$M_6 = \frac{9 w_l L^2}{128} = \frac{9 (3.864) (14.00)^2}{128} = + 53.251 \text{ ton-m}$$

Y la carga viva $w_v = 2.100 \text{ ton/m}$, actuando sola, en un solo claro produce un momento máximo a 6.125 m de los apoyos extremos de

$$M_5 = \frac{49 w L^2}{512} = \frac{49 (2.100) (14)^2}{512} = + 39.391 \text{ ton-m}$$

Para la sección sobre el apoyo central la condición más desfavorable se tiene cuando actúan simultáneamente todas las cargas en ambos claros, por lo que el momento máximo para este caso se presenta cuando actúa la carga total de servicio $w_s = 5.964 \text{ ton/m}$

$$M_1 = \frac{w_s L^2}{8} = \frac{5.964 (14.00)^2}{8} = - 146.118 \text{ ton-m}$$

El momento secundario presente sobre el apoyo interior, que se obtuvo del ejemplo de vigas continuas, es:

$$M_2 \text{ I} = + 36.145 \text{ ton-m}$$

y en el claro a 5.25 m de los apoyos extremos, es:

$$M_2 \text{ 6} = + 13.555 \text{ ton-m}$$

La combinación de cargas que se consideran en el análisis para diseño por resistencia última son:

1. Carga total de servicio $w_s = 5.964 \text{ ton/m}$ en los dos claros.
2. Carga muerta total ($w_o + w_m$) = 3.864 ton/m en los dos claros.
3. Carga viva de servicio $w_v = 2.100 \text{ ton/m}$ en un claro.
4. Reacciones externas inducidas por el preesfuerzo, M_2 .
5. Combinación para obtener los momentos negativos máximos:

$$W_s \text{ (en ambos claros)}$$

6. Combinación para obtener los momentos positivos máximos:

$$(w_o + w_m) + w_v \text{(en un claro)}$$

7. Momentos máximos (positivos y negativos) $M_{\text{máx}}$.
8. Momentos factorizados para diseño, $M_u = 1.4 M_{\text{máx}} + 1.0 M_2$.

Los valores de los momentos flexionantes para cada estado de carga se obtienen aplicando algunos principios de la estática y formulas simples, que para este caso es sencillo derivar.

Los momentos que actúan sobre la trabe se obtienen entonces para las secciones críticas 1, 2, 3, 4, 5 y 6.

Momentos por Flexión (Ton-M)						
Combinación de cargas	SECCIONES DE ANALISIS					
	1	2	3	4	5	6
1	-146.118	-96.915	-53.676	14.910	79.908	82.191
2	-94.668	-62.790	-34.776	9.660	51.772	53.251
3	-25.725	-10.238	3.150	23.625	39.391	38.588
4	36.145	33.563	30.981	25.818	15.813	13.554
5	-146.118	-96.915	-53.676	14.910	79.908	82.191
6	-120.393	-73.028	31.626	33.285	91.163	91.839
7	-146.118	-96.915	-53.676	33.285	91.163	91.839
8	-168.420	-102.118	-44.165	72.417	143.442	142.128

Un detalle de interés, que no debe pasarse por alto, se presenta sobre el apoyo central, donde la traza de preesfuerzo teórica se dobla de manera pronunciada. Es lógico que esto no puede llevarse a cabo en la práctica, debido a que un tendón continuo no podría colocarse de esta forma y mucho menos ser postensado así, debido a las elevadas pérdidas por fricción que se presentarían. Para resolver esta inconveniencia se debe interrumpir la traza del tendón antes de llegar al eje del apoyo justamente en el paño del apoyo, con la elevación que las coordenadas de la traza indiquen, en este caso aproximadamente a 25 cm a cada lado del eje del apoyo interior, y mantener esa altura (80 cm desde el lecho inferior de la trabe) en forma continua a lo largo del pequeño tramo que es el ancho del apoyo (50 cm). Esta acción evitará las excesivas pérdidas por fricción y no modifica de manera significativa los principios teóricos de la traza del tendón, en la fig. 1.28 se detalla esta modificación.

La profundidad de la línea de acción de los cables de preesfuerzo d_p , medida desde la cara a compresión por flexión, en cada sección, es:

	SECCIONES DE ANALISIS					
	1	2	3	4	5	6
$D_p =$	80.00	66.19	49.86	60.63	80.98	80.46 cm.

El incremento en el esfuerzo del acero de preesfuerzo cuando el elemento llega a su falla puede despreciarse, pero en este caso por tratarse de un área transversal considerable se tomará en cuenta. Se usará para este propósito las expresiones presentadas por el ACI-318 para elementos con tendones no adheridos.

Para determinar el esfuerzo de falla f_{ps} en el acero de preesfuerzo es necesario conocer el porcentaje de preesfuerzo P_p , en cada sección de análisis, mediante

$$P_p = \frac{A_p}{b d_p} = \frac{13.86}{b d_p}$$

para esta sección transversal:

b = 60 cm para momento negativo.

b = 100 cm para momento positivo.

La relación claro peralte para esta trabe es de $14.00/0.85 = 16.47$ menor que 35, por lo tanto se usará la ecuación

$$f_{ps} = f_{pe} + 700 + \frac{f'c}{100 P_p}$$

donde f_{ps} no debe tomarse mayor que f_{py} ni que $(f_{pe} + 4\ 200)$.

Para el acero de preesfuerzo 270 K,

$$f_{py} = 16\ 065\ \text{kg/cm}^2$$

$$f_{pe} = 11\ 236\ \text{kg/cm}^2 \text{ (en este caso)}$$

$$(f_{pe} + 4\ 200) = 15\ 436\ \text{kg/cm}^2$$

Se tiene así, el esfuerzo de falla del acero de preesfuerzo en cada sección:

	SECCIONES DE ANALISIS					
	1	2	3	4	5	6
$P_p =$	0.0029	0.0035	0.0046	0.0023	0.0017	0.0017
$f_{ps} (\text{Kg/cm}^2) =$	12 798	12 650	12 479	13 023	13 406	13 406

El esfuerzo de falla se tomará como el promedio de los valores obtenidos para cada sección, por lo que :

$$f_{ps} = \frac{77\ 762}{6} = 12\ 960\ \text{kg/cm}^2$$

Diseño de la resistencia:

La capacidad para resistir momento negativo está restringida por el ancho del alma de la sección T, que para resistir las acciones estará trabajando a compresión con un ancho reducido.

Para la resistencia nominal del concreto $f'c = 250\ \text{kg/cm}^2$, la resistencia reducida para diseño es:

$$f''c = 0.8 (0.85) (250) = 170\ \text{kg/cm}^2$$

El acero de refuerzo no preesforzado será grado 42 con $f_y = 4200\ \text{kg/cm}^2$.

Las secciones se revisaran como simplemente armadas y su capacidad será comparada con la falla balanceada, obtenida por compatibilidad de deformaciones, que existirían al considerar la sección como concreto reforzado ordinario. Para obtener la falla balanceada, tanto en la sección de momento negativo como en la de momento positivo, las deformaciones unitarias consideradas serán la del acero de refuerzo ordinario (0.0021) y la del concreto (0.003).

Un detalle importante, es el de la variación constante de la profundidad del eje del tendón de preesfuerzo a lo largo de la trabe, por lo que se revisará la capacidad de cada sección considerando la fuerza de tensión suministrada por el acero de preesfuerzo al nivel en que se encuentre en la sección analizada. Esto es una circunstancia que debe ser considerada por que la capacidad de la sección de concreto varia de acuerdo con la elevación del tendón de preesfuerzo a lo largo de la trabe, pero los efectos de las cargas externas también varían con la longitud, requiriéndose por ello una mayor o menor resistencia al paso de una sección a otra inmediata.

Por otra parte, en las secciones donde la ubicación del tendón este, cerca del eje de la pieza puede no ser considerada la contribución del acero de preesfuerzo en la resistencia por estar demasiado profundo, proporcionándose la fuerza total de tensión requerida para el par resistente con acero no preesforzado, el cual puede colocarse a la mayor distancia del bloque a compresión que el tendón de preesfuerzo, obteniendo así un mejor desempeño.

Diseño de la resistencia de la Sección 1.

$$\begin{aligned} \mu &= -168.420 \text{ ton-m} \\ d_s &= d_p = 80 \text{ cm} \\ b &= 60 \text{ cm} \end{aligned}$$

La capacidad de tensión del acero de preesfuerzo es constante en toda la longitud del tendón, y en este caso es:

$$T_p = f_p A_p = 12\,960 (13.86) = 179\,625 \text{ kg}$$

Suponiendo que la sección requiera acero de refuerzo no preesforzado, se tratará como concreto reforzado simplemente armado para obtener la fuerza de tensión total requerida (que será la suma de $T_p + T_s$).

Usando la formula para flexión de secciones rectangulares simplemente armadas se obtiene el porcentaje de acero de refuerzo requerida, con :

$$m = \frac{f_y}{f''c} = \frac{4\,200}{170} = 24.706$$

$$\frac{\mu}{b d^2} = F_R f_y p (1 - 0.5 p m)$$

$$\frac{168.42 (100\ 000)}{(60) (80)^2} = 0.9 (4200) p (1 - (0.5 p 24.706))$$

$$- 46\ 694.118 p^2 + 3780 p - 43.859 = 0$$

resolviendo la ecuación, $p = 0.014$. Si, se suministrará totalmente la tensión requerida para el par resistente, con acero de refuerzo ordinario, se requerirá un área igual a:

$$As1 = p b d = 0.014 (60) (80) = 67.377 \text{ cm}^2$$

con la que se tendría una fuerza de tensión total igual a :

$$T = As1 f_y = 4200 (67.377) = 282\ 983 \text{ kg}$$

Ahora, si se considera la contribución del acero de preesfuerzo, la tensión que solamente deberá proporcionar el acero no preesforzado es:

$$Ts = T - Tp = 282\ 983 - 179\ 625 = 103\ 358 \text{ kg}$$

así, el área final de acero de refuerzo resulta:

$$As = \frac{103\ 358}{4\ 200} = 24.609 \text{ cm}^2$$

Pueden obtenerse resultados idénticos usando el procedimiento que recomienda el ACI-318, utilizando f_{ps} en sustitución de f_y en la fórmula general, para visualizar mejor este intercambio, se aplicará este procedimiento en la presente sección. Se tiene entonces que:

$$m = \frac{f_{ps}}{f'_c} = \frac{12\ 960}{170} = 76.235$$

$$\frac{Mu}{b d^2} = FR f_y p (1 - 0.5 Pp m)$$

$$\frac{168.42 (100\ 000)}{(60) (80)^2} = 0.9 (12\ 960) Pp (1 - (0.5 Pp 76.235))$$

$$- 444\ 604.24 Pp^2 + 11\ 664 Pp - 43.859 = 0$$

resolviendo la ecuación, $Pp = 0.004549$. Por lo que el área de acero de preesfuerzo que se requiere para suministrar la tensión para el par resistente será:

$$Ap = Pp b d = 0.004549 (60) (80) = 21.8351 \text{ cm}^2$$

con la que se tendría una fuerza de tensión total igual a :

$$T = A_p f_{ps} = 21.835 (12\ 960) = 282\ 983\ \text{kg}$$

Pero el tendón de preesfuerzo sólo puede suministrar 179 625 kg, así la cantidad de acero no preesforzado, que se necesita para alcanzar la fuerza de tensión para el par resistente, es:

$$T_s = T - T_p = 282\ 983 - 179\ 625 = 103\ 358\ \text{kg}$$

$$A_s = \frac{103\ 358}{4\ 200} = 24.609\ \text{cm}^2$$

igual que en el procedimiento anterior.

Para comprobar la resistencia (MR), se calcula la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos :

$$a = \frac{(A_p f_{ps} + A_s f_y)}{f''c b} = \frac{179\ 625 + 103\ 358}{170 (60)} = 27.743\ \text{cm}$$

$$M_R = F_R (A_p f_{ps} + A_s f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 (282.983 (0.80 - \frac{0.27743}{2}))$$

$$M_R = 0.9 (282.983) (0.661) = 168.419\ \text{ton-m}$$

Los cálculos son correctos, pero es necesario conocer la ductilidad de la sección a partir del parámetro definido por la falla balanceada. Primeramente se debe conocer la capacidad de la sección en el punto de falla balanceada.

La profundidad c-bal del eje neutro en falla balanceada se halla por la relación de deformaciones unitarias entre el concreto y el acero no preesforzado:

$$c\text{-bal} = 0.003 \frac{d}{0.003 + 0.0021} = 0.003 \frac{80.00}{0.0051} = 47.059\ \text{cm}$$

la profundidad del bloque rectangular de esfuerzos en falla balanceada resulta:

$$a\text{-bal} = 0.80\ c\text{-bal} = 0.8 (47.059) = 37.647\ \text{cm}$$

La capacidad de la sección se define por la compresión máxima en el bloque equivalente esfuerzos es:

$$c\text{-bal} = a\text{-bal}\ b\ f''c = 37.647 (60.00) (170) = 384\ 000\ \text{kg}$$

La resistencia a flexión de la sección con falla balanceada es entonces:

$$M_{R-bal} = F_R c_{-bal} \left(d - \frac{a_{-bal}}{2} \right) = 0.9 (384 (0.80 - \frac{0.37647}{2}))$$

$$M_{R-bal} = 211.426 \text{ ton-m}$$

El momento resistente, calculado para la sección 1, representa el:

$$\frac{168.419}{211.426} = 0.797 \times 100 = 79.7 \% \text{ de la falla balanceada.}$$

Con este parámetro se confirma que el acero de refuerzo fluirá cuando se alcance la resistencia produciendo una falla dúctil, y aunque el acero de preesfuerzo no falle por ruptura o fluencia, la resistencia requerida esta asegurada bajo un comportamiento adecuado.

Diseño de la resistencia de la Sección 2.

$$M_u = -102.118 \text{ ton-m}$$

$$d_p = 66.19 \text{ cm}$$

$$d_s = 80.00 \text{ cm}$$

$$b = 60.00 \text{ cm}$$

Para este caso se supone un peralte efectivo $d = 67.5 \text{ cm}$, y la determinación de la cantidad de acero adicional se calcula como se hizo para la sección 1, mediante la ecuación general para flexión.

$$\frac{M_u}{b d^2} = F_R f_y p (1 - 0.5 p m)$$

$$\frac{102.118 (100\ 000)}{(60) (67.5)^2} = 0.9 (4200) p (1 - (0.5 p 24.706))$$

$$- 46\ 694.118 p^2 + 3780 p - 37.354 = 0$$

Resolviendo la ecuación, $p = 0.0115$. Si se suministrará totalmente la tensión requerida para el par resistente, con acero de refuerzo ordinario, se requerirá un área igual a:

$$A_{s1} = p b d = 0.0105 (60) (70) = 46.664 \text{ cm}^2$$

con la que se tendría una fuerza de tensión total igual a :

$$T = A_{s1} f_y = 4200 (44.388) = 195\ 992 \text{ kg}$$

Ahora, considerando la contribución del acero de preesfuerzo, la tensión que solamente proporcionará el acero no preesforzado es :

$$T_s = T - T_p = 195\,992 - 179\,625 = 16\,367 \text{ kg}$$

así, el área final de acero de refuerzo resulta :

$$A_s = \frac{16\,367}{4\,200} = 3.897 \text{ cm}^2$$

Para comprobar la resistencia, se calcula la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos :

$$a = \frac{(A_p f_{ps} + A_s f_y)}{f'_c b} = \frac{179\,625 + 16\,367}{170 (60)} = 19.215 \text{ cm}$$

$$M_R = F_R (A_p f_{ps} + A_s f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 (195.992) \left(0.675 - \frac{0.19215}{2} \right)$$

$$M_R = 0.9 (195.992) (0.579) = 102.118 \text{ ton-m}$$

Como A_p y A_s no están a la misma altura puede obtenerse la profundidad real del peralte efectivo por equilibrio entre d_p y d_s :

$$d = \frac{(A_p f_{ps} d_p) + (A_s f_y d_s)}{(A_p f_{ps} + A_s f_y)} = \frac{179\,625 (66.19) + 16\,367 (80)}{195\,992}$$

$$d = 67.35 \text{ que es aproximado a } 67.5 \text{ cm}$$

La resultante de la fuerza total de tensión esta a esa altura, y la falla balanceada, para el parámetro de ductilidad, en esta sección puede determinarse para ese peralte. Se tiene así:

$$c\text{-bal} = 0.003 \frac{67.35}{0.0051} = 39.617 \text{ cm}$$

$$a\text{-bal} = 0.8 (39.617) = 31.694 \text{ cm}$$

$$C = 170 (17.576) (60) = 323\,280 \text{ kg}$$

$$M_{R\text{-bal}} = 0.9 (323.280) \left(0.6735 - \frac{0.31694}{2} \right)$$

$$M_{R\text{-bal}} = 149.849 \text{ ton-m para este peralte.}$$

El momento resistente calculado para la sección 2, es entonces el 68 % de la falla balanceada en esta misma sección.

Diseño de la resistencia de la Sección 3.

Mu = - 44.165 ton-m
 dp = 49.86 cm
 ds = 80.00 cm
 b = 60.00 cm

Para esta sección, se calcula la resistencia considerando únicamente la tensión en los cables de preesfuerzo Tp = 179 625 kg, con la cual se determina la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos requerido para el par resistente:

$$a = \frac{A_p f_{ps}}{f'_c b} = \frac{179\ 625}{170 (60)} = 17.610 \text{ cm}$$

$$M_R = F_R (A_p f_{ps}) \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 (179.625) \left(0.4986 - \frac{0.1761}{2} \right)$$

$$M_R = 0.9 (179.625) (0.410) = 66.281 \text{ ton-m}$$

Puede observarse que la capacidad de esta sección es adecuada para soportar las acciones externas, sin embargo, por la ubicación tan alejada del tendón de preesfuerzo de la cara del concreto en tensión, el agrietamiento excesivo puede ser objetable, por ello es necesario colocar una cantidad adecuada de acero no preesforzado para inhibir básicamente este efecto y no para incrementar aun más la resistencia.

Diseño de la resistencia de la Sección 4.

Mu = 72.417 ton-m
 dp = 60.36 cm
 ds = 80.00 cm
 b = 100.00 cm (si el bloque equivalente de esfuerzos cae dentro del patín)

Para las secciones de momento positivo el comportamiento referente a la ductilidad es mas adecuado, dado que el bloque a compresión tiene un ancho mas amplio.

En primera instancia se revisará la sección únicamente con el tendón de preesfuerzo suministrando la tensión para el par resistente.

La profundidad del bloque equivalente de esfuerzos es en este caso de:

$$a = \frac{A_p f_{ps}}{f'_{c} b} = \frac{179\,625}{170 (100)} = 10.566 \text{ cm}$$

$$M_R = F_R (A_p f_{ps}) \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 (179.625) \left(0.6036 - \frac{0.10566}{2} \right)$$

$$M_R = 0.9 (179.625) (0.5508) = 88.860 \text{ ton-m}$$

En esta sección la resistencia M_R , suministrada por la fuerza de tensión en el tendón de preesfuerzo, sobrepasa los requisitos de resistencia M_u .

El acero no preesforzado que se suministra, en esta sección tendrá el objetivo principal de controlar y distribuir el agrietamiento y asegurar la ductilidad ante la falta de adherencia de los torones de preesfuerzo, igual que en la sección 3.

En vista de que las necesidades de resistencia requerida M_u de las secciones 5 y 6 son similares, se revisa únicamente la sección 5.

Diseño de la resistencia de la Sección 5.

$$M_u = 143.441 \text{ ton-m}$$

$$d_s = d_p = 80.98 = 80.00 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm (si el bloque equivalente de esfuerzos cae dentro del patín)}$$

Siguiendo un procedimiento similar al de las secciones anteriores, se supondrá que la sección requiere acero de refuerzo no preesforzado, y la sección será tratada como concreto reforzado común simplemente armado, para obtener la fuerza de tensión total requerida ($T = T_p + T_s$).

Usando la fórmula para flexión de secciones rectangulares simplemente armadas se obtiene el porcentaje de acero de refuerzo, mediante:

$$\frac{M_u}{b d^2} = F_R f_y p (1 - 0.5 p m)$$

$$\frac{143.441 (100\,000)}{(100) (80)^2} = 0.9 (4200) p (1 - (0.5 p 24.706))$$

$$- 46\,694.118 p^2 + 3780 p - 22.413 = 0$$

resolviendo la ecuación, $p = 0.00644$. Si fuera suministrada totalmente la tensión requerida para el par resistente con acero de refuerzo ordinario, se requerirá un área igual a:

$$A_{s1} = p b d = 0.00644 (100) (80) = 51.540 \text{ cm}^2$$

con la que se tendría una fuerza de tensión total igual a:

$$T = A_s f_y = 4200 (51.540) = 216\,468 \text{ kg}$$

considerando la contribución del acero de preesfuerzo T_p , la tensión que deberá proporcionar el acero no preesforzado en esta sección es:

$$T_s = T - T_p = 216\,468 - 179\,625 = 36\,843 \text{ kg}$$

así, el área final de acero de refuerzo adherido resulta :

$$A_s = \frac{36\,843}{4\,200} = 8.773 \text{ cm}^2$$

Para comprobar la resistencia, se calcula la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos :

$$a = \frac{(A_p f_{ps} + A_s f_y)}{f'_c b} = \frac{179\,625 + 36\,843}{170 (100)} = 12.734 \text{ cm}$$

$$M_R = F_R (A_p f_{ps} + A_s f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 (216.468 (0.80 - \frac{0.12734}{2}))$$

$$M_R = 0.9 (216.468) (0.7363) = 143.446 \text{ ton-m}$$

Los cálculos son correctos. Ahora para conocer la ductilidad de la sección es necesario conocer el parámetro definido por la falla balanceada en la sección.

La profundidad c -bal del eje neutro en falla balanceada se obtiene por la relación de deformaciones unitarias entre el concreto y el acero de refuerzo no preesforzado:

$$c\text{-bal} = 0.003 \frac{d}{0.003 + 0.0021} = 0.003 \frac{80.00}{0.0051} = 47.059 \text{ cm}$$

la profundidad del bloque rectangular de esfuerzos en falla balanceada resulta:

$$a\text{-bal} = 0.80 c\text{-bal} = 0.8 (47.059) = 37.647 \text{ cm}$$

En este caso el bloque de compresión queda circunscrito en todo el patín y parte del alma, es decir, a $37.347 - 25 = 12.347 \text{ cm}$ por debajo del patín.

El área de concreto para el bloque de esfuerzos que comprende todo el patín y parte del alma es de:

$$100 (25) + (60) (37.647 - 25) = 3258.82 \text{ cm}^2$$

la capacidad a compresión del bloque en falla balanceada es entonces:

$$c\text{-bal} = 170 (3258.82) = 554\,000 \text{ kg}$$

La resultante de esta fuerza de compresión estará a 16.883 cm de la cara superior de la trabe por lo que estará actuando con un brazo de palanca:

$$z = 63.117 \text{ cm, sí el peralte es } d = 80.00 \text{ cm.}$$

La resistencia a flexión de la sección con falla balanceada es entonces:

$$M_{R\text{-bal}} = F_R c\text{-bal } z = 0.9 (554 (0.63117))$$

$$M_{R\text{-bal}} = 314.701 \text{ ton-m}$$

El momento resistente calculado para la sección 5 representa el:

$$\frac{143.446}{314.701} = 0.456 \times 100 = 45.6 \% \text{ de la falla balanceada en la misma sección.}$$

Es evidente la gran capacidad de la sección para resistir momento positivo en virtud de contar con los patines superiores de compresión.

Esto es algo significativo, por que, una trabe continua de sección T siempre será crítica en las regiones de momento negativo al quedar limitada su capacidad por el ancho reducido del alma, esto conlleva a tener una mayor atención tanto en las etapas previas al diseño como en el diseño mismo de esas zonas de la trabe.

Los requerimientos de resistencia entre la sección 6 y los apoyos extremos no son tan críticas, y la capacidad de la trabe es adecuada considerando únicamente la contribución del acero de preesfuerzo, por esta razón no serán revisadas.

Se resume a continuación los requerimientos de acero de refuerzo no preesforzado que trabajará en tensión junto con el acero de preesfuerzo para soportar los efectos de flexión que producen las acciones externas en las secciones de análisis:

	SECCIONES DE ANALISIS					
	1	2	3	4	5	6
Mu (ton-m)	-168.420	-102.118	-44.165	72.417	143.441	142.128
dp (cm)	80.00	66.19	49.86	60.36	80.98	80.48
As (cm ²)	24.609	3.897	0	0	8.773	8.773

El acero de refuerzo no preesforzado será suministrado con barras corrugadas del número 8 de 1" de diámetro con un área transversal individual $as = 5.08 \text{ cm}^2$.

A lo largo de toda la trabe se usarán 4 varillas del número 8, dos en el lecho superior (10.16 cm^2) y dos en el inferior (10.16 cm^2). Esto tendrá el objetivo doble de servir como refuerzo por contracción al absorber y distribuir el agrietamiento, y permitir formar el armado junto con el refuerzo transversal para resistir fuerza cortante.

Adicionalmente, en la sección 1 se usarán 3 barras del número 8 (15.24 cm^2) con longitud parcial de $L/8 = 14/8 = 1.80 = 2.00 \text{ m}$ a cada lado del eje del apoyo central para cumplir con los requisitos de resistencia y proporcionar al acero suficiente adherencia dentro de las secciones donde no se requiere, teniendo en esta sección un área total de acero $A_s = 25.4 \text{ cm}^2$.

En este ejemplo no se considero ninguna redistribución de momentos elásticos como sugiere el Código ACI-318, no solo por que se facilita el diseño, sino que también permite contar con un margen adicional dentro de la seguridad, y por que las NTC no contienen disposiciones especiales a ese respecto.

Para un diseño de la resistencia a la ruptura por medio de la teoría del calculo al límite, o la teoría de la articulación plástica pueden usarse los procedimientos convencionales, sin considerar ninguno de los efectos producidos por el preesfuerzo.

Adicionalmente, y con referencia al acero de refuerzo adherido, tanto las NTC como el Código ACI-318 prevén el uso de cantidades mínimas de refuerzo para elementos sometidos a flexión de concreto preesforzado con tendones no adheridos que están basadas en la resistencia al agrietamiento del concreto. Ambas normas recomiendan una cantidad mínima de acero de refuerzo adherido no preesforzado cuyo objetivo, además de agregar resistencia a la sección, es evitar los agrietamientos por contracción y temperatura ante la falta de adherencia del acero de preesfuerzo con el concreto, dicha cantidad es igual a $0.004A$, donde A es el área de la porción de la sección transversal comprendida entre la cara de tensión por flexión y el centro de gravedad de la sección total, en cm^2 . Este refuerzo también se requiere independientemente de las condiciones de esfuerzos bajo las cargas de servicio.

Considerando en el ejemplo, esta recomendación, se tiene que para las secciones de momento negativo el área comprendida entre el centroide de la pieza y la cara en tensión por flexión es:

$$A (-) = (100 \times 25) + (12.58 \times 60) = 3\ 255 \text{ cm}^2$$

y para las secciones de momento positivo:

$$A (+) = (47.42 \times 60) = 2\ 845 \text{ cm}^2$$

requiriéndose un área transversal de acero de refuerzo adherido de 13.02 y 11.38 cm^2 en cada caso. Para cumplir con la norma, se agregará al refuerzo adherido calculado (10.16 cm^2) una barra del número 6 ($3/4"$ de diámetro con $a_s = 2.85 \text{ cm}^2$) a todo lo largo de la trabe únicamente en el lecho inferior, teniéndose un total de 13.01 cm^2 de acero en las secciones de momento positivo.

Para las secciones de momento negativo el refuerzo total de diseño empleado para refuerzo en esa zona es suficiente. El armado final para el refuerzo longitudinal de acero adherido no preesforzado se presenta en la fig. 1.28, Y complementa al acero de los torones de la traza del tendón de preesfuerzo.

En el estado de falla, las secciones extremas, donde se encuentran los anclajes del tendón, deben revisarse cuando en ellas existan momentos que deban resistirse, especialmente si la resultante de la fuerza de preesfuerzo llega a estar ubicada dentro del bloque equivalente de esfuerzos. Si ocurre esto, dicho bloque no solo deberá soportar la compresión por flexión, sino que también, los esfuerzos producidos por la fuerza compresiva que generan los cables a través

de su placa de anclaje en los extremos. Esta acción combinada provoca que la capacidad de esas secciones quede bastante reducida, a menos de que la resultante de la fuerza no este dentro del bloque o se prevean disposiciones especiales tal como el ensanchamiento de las secciones de concreto en esa región.

1.7. Esfuerzo cortante en trabes preesforzadas.

1.7.1. Análisis elástico.

La resistencia a flexión de vigas se conoce bastante definidamente, pero su resistencia al esfuerzo cortante o a la combinación de esfuerzo cortante y flexión no se puede predecir con exactitud.

En efecto, se puede establecer que las vigas de concreto preesforzado tienen una gran capacidad de resistencia al corte, mayor que las vigas de concreto reforzado, por que el preesfuerzo, usualmente, evitará la aparición de grietas por contracción que podrían fácilmente destruir la resistencia al corte de las vigas de concreto reforzado.

Siguiendo el método de la carga balanceada para el concreto preesforzado, es posible diseñar una viga sin esfuerzo cortante en el concreto bajo una condición dada de carga, por ejemplo, para trazas parabólicas o dobladas la componente transversal del cable es igual al esfuerzo cortante en cualquier punto y no hay esfuerzo cortante para ser soportado por el concreto.

La cantidad de esfuerzo cortante que actúa en el concreto ya se ha determinado, el siguiente paso es calcular la resistencia al esfuerzo cortante del concreto. Generalmente se cree que las vigas preesforzadas, similares a las reforzadas, prácticamente nunca fallan bajo el corte directo o el corte por penetración. Fallan como resultado de los esfuerzos de tensión producidos por el esfuerzo cortante, conocidos como tensión diagonal en el concreto reforzado y como tensión principal en el concreto preesforzado. Antes del agrietamiento, el concreto preesforzado se puede considerar como un material homogéneo, así se puede hacer el calculo de los esfuerzos principales de tensión por el método usual en resistencia de materiales para el estado de esfuerzos en un cuerpo homogéneo.

Es suficiente mencionar, que en vigas, hay esencialmente dos tipos de falla al corte: uno en el cual la falla principia en el alma como resultado de la gran tensión principal, y otro en el cual aparecen primero grietas verticales de flexión y gradualmente se convierten en grietas inclinadas por corte.

El diseño convencional para el esfuerzo cortante en las vigas de concreto preesforzado se basa en el cálculo del esfuerzo de tensión principal en el alma y la limitación de este esfuerzo a un cierto valor especificado. El cálculo de la tensión principal derivado de un análisis clásico es un procedimiento correcto mientras no se agriete el concreto. Los límites, en este método, para la tensión principal a un valor definido no es una aproximación exacta, sin embargo, existen disposiciones que restringen este esfuerzo para los elementos de concreto preesforzado.

El método para el cálculo del esfuerzo principal se esboza a continuación:

- a) De la fuerza cortante exterior V (en condiciones de servicio), se reduce la fuerza cortante V_p soportada por el tendón para obtener la fuerza V_c soportada por el concreto:

$$V_c = V - V_p$$

- b) Se calcula la distribución del esfuerzo cortante, producido por V_c , a través de la sección de concreto por la fórmula usual

$$v = \frac{V_c Q}{I_c b}$$

Donde:

v = esfuerzo unitario en cualquier nivel del peralte de la trabe.

Q = momento estático del área de la sección transversal arriba o abajo de ese nivel con respecto al eje centroidal de la sección total.

I_c = momento de inercia de la sección transversal.

b = ancho de la sección transversal en ese nivel.

- c) Se calcula la distribución de los esfuerzos de flexión en las fibras extremas para esa sección debidos al momento exterior total (M), el preesfuerzo efectivo (P_e) y su excentricidad (e) con la fórmula:

$$f = -\frac{P_e}{A_c} \pm \frac{P_e e c}{I_c} \pm \frac{M c}{I_c}$$

Donde:

P_e = Fuerza de preesfuerzo.

e = Excentricidad de la fuerza de preesfuerzo con respecto al eje centroidal o excentricidad de la línea C en trabes continuas preesforzadas.

c = Distancia desde el eje centroidal de la sección a las fibras extremas.

A_c = Área de la sección transversal de concreto.

M = Momento total debido a las cargas que producen la fuerza cortante V .

- d) El esfuerzo principal máximo de tensión St correspondiente a v y f esta dado por la fórmula:

$$St = ((v^2 + (f/2)^2))^{1/2} - (f/2)$$

El esfuerzo principal de tensión mayor regularmente no aparecerá en el eje centroidal de la pieza, donde se presenta el esfuerzo cortante máximo vertical, esta situación realmente ocurre donde el esfuerzo de compresión por flexión es menor, aun cuando v no es un máximo. Para las secciones con patines, la junta del alma con el patín de tensión es frecuentemente un punto crítico para calcular la mayor tensión principal.

El valor límite para el esfuerzo principal de tensión en el diseño de concreto preesforzado se ha dispuesto de una manera más o menos arbitraria.

Bajo las cargas de servicio, la tensión principal límite puede considerarse como $0.033 f'c$ para vigas sin refuerzo en el alma o nervadura, y como $0.10 f'c$ cuando existe un refuerzo suficiente en el alma.

Bajo las cargas de ruptura puede tomarse como $0.08 f'c$, sin refuerzo en la nervadura, y $0.11 f'c$ con refuerzo en ella, considerando la sección sin agrietar.

A pesar de que estas disposiciones presentan una guía bastante buena para el diseño al corte, La tendencia es basar este diseño en la resistencia a la ruptura. Además, después del agrietamiento del concreto, ya sea producido por tensión diagonal o por flexión, ya no es aplicable el método de análisis. Por lo tanto, es evidente que el diseño a cortante por el análisis de esfuerzos no es satisfactorio, especialmente si el elemento se va a sujetar a sobrecargas.

En las vigas de concreto preesforzado, las grietas pueden estar producidas ya sea por tensión o por tensión principal. Las primeras se forman por flexión-cortante y las segundas por cortante en el alma.

Las grietas por flexión-cortante se presentan después de que han ocurrido las grietas por flexión, las grietas por flexión se extienden mas o menos verticalmente dentro de la trabe desde la cara de tensión. Cuando se desarrolla una combinación crítica de esfuerzos de flexión y cortantes en la punta de una grieta por flexión, la grieta se propaga en una dirección inclinada, a menudo algo tendida. Si no se proporciona refuerzo en el alma, la grieta puede producir lo que se conoce como una falla por compresión-cortante, en la cual el área de compresión del concreto, reducida por la grieta diagonal, es insuficiente para resistir las fuerzas provenientes de la flexión.

Mientras que el agrietamiento por flexión-cortante es el tipo más común, la grieta por cortante en el alma puede ocurrir especialmente cerca de los apoyos de vigas altamente preesforzadas con almas relativamente delgadas. Este tipo de grietas se inicia en el alma, sin previo agrietamiento por flexión, cuando la tensión principal en el concreto iguala la resistencia de tensión del material. Este tipo de peligro en el alma conduce a la súbita formación de una gran grieta inclinada, y si no se encuentra refuerzo en el alma, conducirá a la falla de la viga según uno de los modos siguientes:

- a. Separación del patín en tensión del alma, a medida que la grieta inclinada se extiende horizontalmente hacia los apoyos.
- b. Aplastamiento del alma debido a la elevada compresión que actúa paralelamente a la grieta diagonal, a medida en que la trabe se transforma en un arco atirantado equivalente.
- c. Agrietamiento secundario, por tensión inclinada, cerca de los apoyos, el cual separa el patín en compresión del alma.

Típicamente, las fallas por cortante en el alma son más violentas que las fallas por flexión-cortante.

La resistencia de las vigas de concreto preesforzado, bajo el momento y esfuerzo cortante combinados, no se puede predecir con facilidad.

La resistencia varía con diversos factores, a saber:

1. Se incrementa con el área A_c de concreto y varía con la forma de la sección.
2. Se incrementa con la resistencia del concreto f'_c .
3. Se incrementa con el porcentaje de acero.
4. se incrementa con el preesfuerzo efectivo en el acero.
5. Aumenta con el esfuerzo cortante soportado por el acero de preesfuerzo.

Debido a los diversos factores que intervienen, no ha sido posible establecer alguna base racional para la determinación de la resistencia. Sin embargo, numerosas pruebas realizadas a lo largo de varios años han permitido derivar expresiones que permiten el diseño a cortante de los elementos de concreto preesforzado dentro de una adecuada seguridad y con economías razonables.

1.7.2. Criterio de diseño.

Las normas indican que el diseño por resistencia a fuerza cortante debe basarse en el elemento sometido a un estado de carga hipotético, con las cargas muertas calculadas y las vivas de servicio multiplicadas por sus factores usuales de sobrecarga, excepto cuando se especifique otra cosa. El preesfuerzo puede considerarse en este caso como una contribución de alivio de esfuerzos en la trabe, si el tendón tiene trazas parabólicas o de eje quebrado se consideran las cargas reactivas que este proporciona.

El diseño de las secciones transversales sometidas a cortante debe sustentarse en la relación:

V_u menor o igual que $F_R V_n$, donde:

V_u = fuerza cortante producida por las cargas factorizadas.

V_n = resistencia nominal a cortante de la sección.

F_R = factor de reducción de la resistencia que para el caso de cortante se considera igual a 0.8.

La resistencia nominal al cortante, V_n , se calcula de la ecuación:

$$V_n = V_c + V_s$$

donde:

V_c = resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

V_s = resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo transversal.

1.7.3. Resistencia nominal del concreto.

Para el cálculo de V_c el Código ACI-318 contiene provisiones que consideran la posibilidad de ocurrencia de falla tanto por flexión-cortante, V_{ci} , como por cortante en el alma (tensión principal), V_{cw} , en vigas de concreto preesforzado. La resistencia calculada para V_c debe ser el menor de V_{ci} o V_{cw} .

$$V_{ci} = 0.16 (f'c)^2 b_w d + V_o + \frac{V_i}{M_{m\acute{a}x}} M_{cr}$$

M_{cr} representa el momento presente cuando se genera la primera grieta en la zona de tensión por flexión bajo las cargas externas, esto sucede cuando el momento exterior produce un esfuerzo de tensión en la sección tal que se igual el valor del módulo de ruptura (1.6 veces la raíz cuadrada de f_c) llegando así al límite de tensión por flexión soportable por el concreto.

El momento de agrietamiento es entonces

$$M_{cr} = \frac{I_c}{c^2} (1.6 (f'c)^2 + f_{2p} - f_o)$$

donde:

$f'c$ = resistencia nominal a compresión del concreto, kg/cm².

b_w = ancho de la sección rectangular o espesor del alma en una sección con patín.

d = profundidad desde la cara en compresión del elemento hasta el centroide del acero de preesfuerzo, pero las pruebas indican que no es necesario considerarlo menor que 0.8 veces el peralte total de la sección.

V_i = fuerza cortante en la sección considerada, producida por las cargas externas factorizadas.

$M_{m\acute{a}x}$ = momento flexionante en la sección considerada, producido por las cargas externas factorizadas.

V_o = fuerza cortante debida al peso propio del elemento, sin factorizar.

f_o = esfuerzo por flexión en la cara inferior de la trabe debido al peso propio, sin factorizar.

La razón para considerar por separado el peso propio y las cargas exteriores se debe a que generalmente el peso propio es uniformemente distribuido, en tanto que las cargas sobrepuestas pueden tener cualquier distribución.

c^2 = distancia desde el centroide del concreto a la cara inferior de la sección.

I_c = Momento de inercia de la sección transversal total de concreto.

f_{2p} = esfuerzo de compresión en el concreto en la cara inferior debido a la fuerza de

preesfuerzo efectivo, P_e , actuando en forma aislada.

$$f_{2p} = \frac{P_e e c^2}{A_c I_c}$$

De acuerdo con el Código no es necesario considerar V_{ci} menor que:

$$0.45 (f'c)^2 b_w d$$

La resistencia nominal correspondiente al agrietamiento por cortante en el alma (V_{cw}) se calcula mediante:

$$V_{cw} = (0.93 (f'c)^{1/2} + 0.3 f_{cc}) b_w d + V_p$$

donde:

f_{cc} = esfuerzo de compresión en el centroide del concreto debida a la fuerza de preesfuerzo efectivo, P_e .

$$f_{cc} = \frac{P_e}{A_c}$$

V_p = componente vertical de la fuerza de preesfuerzo efectivo P_e , en la sección.

$V_p = P_e \sin g$, en la cual g es la inclinación de la línea centroidal del tendón en la sección.

Desde otro enfoque, V_{cw} puede calcularse como la fuerza cortante que corresponde a la carga muerta mas la carga viva, que resultan en un esfuerzo de tensión principal igual a la raíz cuadrada de f_c en el centroide del elemento o en la intersección del patín con el alma cuando el eje centroidal esta dentro del patín.

Como una alternativa el Código contempla el uso de un método simplificado, para determinar V_c , que puede aplicarse a vigas que tengan refuerzo preesforzado únicamente o a elementos reforzados con una combinación de refuerzo preesforzado y varillas corrugadas no preesforzadas.

Para los elementos con una fuerza de preesfuerzo efectivo no menor que el 40 % de la resistencia a la tensión del refuerzo por flexión, V_c puede tomarse igual a:

$$V_c = (0.16 (f'c)^{1/2} + 49 \frac{V_u d}{M_u}) b_w d$$

En esta ecuación, V_u y M_u son el cortante y el momento factorizados debidos a todas las cargas, en la sección considerada, y la cantidad $(V_u d / M_u)$ no debe considerarse mayor que 1.0.

Vc no debe considerarse menor que :

$$0.53 (f'c)^2 bw d$$

y no debe tomarse mayor que :

$$1.30 (f'c)^2 bw d$$

Esta ecuación resulta conveniente para elementos sujetos a cargas uniformes pero puede dar resultados muy conservadores e ineconómicos en algunos casos.

Las Normas Técnicas Complementarias (N. T. C.) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, especifican el uso de un método simplificado para obtener la resistencia para diseño V_{CR} proporcionada por el concreto, siempre y cuando las secciones sean totalmente preesforzadas (según su índice de preesfuerzo I_p) y los tendones estén adheridos o estén transfiriendo compresión a el elemento, conforme a la siguiente expresión:

$$V_{CR} = F_R b d \left[(0.15 (f^*c)^{1/2}) + 50 \frac{V dp}{M} \right]$$

Sin embargo no es necesario tomar V_{cr} menor que:

$$0.5 F_R b d (f^*c)^{1/2}$$

ni deberá tomarse mayor que:

$$1.3 F_R b d (f^*c)^{1/2}$$

donde M y V son el momento flexionante y la fuerza cortante que actúan en la sección, y dp es la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de los tendones de preesfuerzo, sin que este se considere menor que 0.8 veces el peralte total.

Para las secciones con preesfuerzo total con tendones postensados no adheridos puede usarse estas expresiones debido a que mediante las anclas de postensado se esta comprimiendo la sección de concreto y esta compresión beneficia a la resistencia del concreto.

Para secciones con preesfuerzo parcial, y en secciones con preesfuerzo total donde los tendones no estén adheridos, o situados en la zona de transferencia, las NTC especifican que debe aplicarse las expresiones para vigas sin preesfuerzo.

En cualquier caso, para secciones con patines en vigas T, I y L se usará el ancho del alma b'. Si el patín esta compresión, al producto (b' d) pueden sumarse el cuadrado del espesor del patín en vigas T e I, y un medio de esta cantidad en vigas L.

Para vigas sin preesfuerzo o con tendones no adheridos, la fuerza cortante de diseño V_{CR} que toma el concreto se calcula con el criterio siguiente si la cuantía de refuerzo p (del refuerzo adherido), es menor que 0.01 :

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30 p)(f^*c)^{1/2}$$

si la cuantía de refuerzo p, es mayor que 0.01 :

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d (f^*c)^{1/2}$$

V_{CR} no se podrá tomar mayor que $1.5 F_R b d (f^*c)^{1/2}$

Para concretos clase 1 y 2, $f^*c = 0.8 f'c$.

En estas expresiones la cantidad de acero de refuerzo que se considera para calcular el porcentaje de refuerzo por flexión (p) es el correspondiente al área total de acero adherido y en este caso no influye el acero de preesfuerzo no adherido debido a la falta de interacción entre este y el concreto que lo envuelve.

En el caso de que el acero de preesfuerzo no este a la misma altura que el acero de refuerzo adherido, el peralte efectivo, d, se calculará con la expresión:

$$d = \frac{(A_p f_{ps} d_p) + (A_s f_y d_s)}{(A_p f_{ps} + A_s f_y)}$$

donde d_p y d_s son la profundidad desde la cara a compresión de la trabe hasta el centroide del acero de preesfuerzo y de refuerzo, respectivamente.

1.7.4. Refuerzo transversal para cortante.

Las Normas Técnicas Complementarias (NTC) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, especifican que, si V_u es mayor que V_{CR} se requerirá suministrar refuerzo en el alma. El refuerzo sin preesforzar del alma se emplea de la misma manera general tal como se usa en las trabes de concreto reforzado. Tal acero en el alma no solamente aumenta la resistencia al cortante de las trabes, si no que también garantiza que la falla sea más dúctil, en caso de que exista una severa sobrecarga que produzca una falla por cortante. La fluencia del refuerzo del alma, acompañada por el amplio agrietamiento del concreto dará alguna alarma de peligro.

Para las trabes de dimensiones ordinarias es común el uso de varillas con tamaños que varían desde el número 2 hasta el número 5 (1/4" a 5/8" de diámetro) de acero con $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ o grado 42 ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$).

Los aceros con resistencias más altas sometidos a esfuerzos más altos bajo cargas de servicio son propensos a permitir grietas excesivamente anchas debido a la mayor deformación que acompaña al esfuerzo elevado.

Estas no sólo serían estéticamente inconvenientes, sino que reducirían la efectividad de ciertos mecanismos para la transferencia del cortante.

Debido a que las varillas de los estribos son forzosamente más bien cortas, en la mayoría de los casos no es posible desarrollar la totalidad del esfuerzo de fluencia de la varilla solamente por la adherencia dentro de la longitud embebida de desarrollo. Por esta razón, se proporciona anclaje especial en forma de ganchos o dobleces hacia el núcleo de la sección.

Cuando se emplea refuerzo por cortante perpendicular al eje del elemento su contribución a la resistencia al corte es:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

La resistencia total nominal al cortante V_n se halla sumando la contribución del acero y del concreto:

$$V_n = \frac{A_v f_y d}{S} + V_c$$

teniendo en cuenta las bases del diseño por cortante:

$$V_u = F_R V_n$$

$$V_u = (F_R V_s) + V_{cr}$$

de la cual:

$$V_u = (F_R \frac{A_v f_y d}{S}) + V_{CR}$$

El área requerida para la sección transversal de un estribo, A_v , puede calcularse mediante una adecuada transposición de los términos:

$$A_v = \frac{(V_u - V_{CR}) S}{F_R f_y d}$$

Normalmente el ingeniero escogerá un tamaño tentativo de estribo para el cual debe hallarse el esparcimiento requerido, S , que se determina con la expresión siguiente:

$$S = \frac{F_R A_v F_y d}{V_u - V_{CR}}$$

En las dos ecuaciones anteriores 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 .

Tanto el Código ACI-318 como las NTC contienen previsiones que restringen la separación mínima y máxima de estribos, a continuación sólo se mencionan las que se presentan en las NTC.

Para vigas con preesfuerzo total la separación de estribos no debe ser menor que 5 cm.

Si V_u es mayor que V_{CR} pero menor o igual que:

$$1.5 F_R b d (f^*c)^{1/2}$$

la separación no deberá ser mayor que $0.75 h$, donde h es el peralte total de la pieza.

Si V_u es mayor que:

$$1.5 F_R b d (f^*c)^{1/2}$$

la separación de los estribos no deberá ser mayor que $0.37 h$.

En ningún caso se admitirá que V_u sea mayor que:

$$2.5 F_R b d (f^*c)^{1/2}$$

El refuerzo mínimo que marcan las normas debe estar constituido por estribos verticales de diámetro no menor de número 2 (1/4") espaciados a cada $0.75 h$.

En vigas con preesfuerzo parcial se aplicará lo dispuesto para elementos sin preesfuerzo. Para secciones con preesfuerzo parcial o sin preesfuerzo, la separación S queda limitada, para todos los casos, a:

$$\frac{F_R A_V f_y}{3.5 b}$$

La separación no debe ser menor de 5 cm . Si V_u es mayor que V_{CR} pero menor o igual que:

$$1.5 F_R b d (f^*c)^{1/2}$$

la separación de estribos verticales no deberá ser mayor que $0.5d$.

Si V_u es mayor que:

$$1.5 F_R b d (f^*c)^{1/2}$$

la separación de estribos verticales no deberá ser mayor que $0.25 d$.

En ningún caso se permitirá que V_u sea mayor que:

$$2 F_R b d (f^*c)^{1/2}$$

1.8. Alambre y torón 270 k para concreto preesforzado.

1.8.1. Generalidades.

La razón para el fracaso de la mayoría de los primeros intentos en concreto preesforzado fue el uso de aceros con inadecuado nivel esfuerzo-deformación.

Los cambios de longitud, función del tiempo, ocasionados por la contracción y el escurrimiento plástico del concreto, eran de tal magnitud que eliminaban el preesfuerzo en el acero. Los resultados de estos intentos indicaron claramente la necesidad de usar un acero que sea capaz de soportar esfuerzos iniciales muy altos dentro de un comportamiento elástico adecuado cuando se emplea el preesfuerzo.

El uso de aceros con un alto contenido de carbón de mayor resistencia y capacidad de carga han hecho posible solucionar satisfactoriamente los problemas de fluencia y relajamiento en los tendones de preesfuerzo, permitiendo la expansión de la industria del concreto preesforzado.

Existen tres formas comunes en las cuales se emplea el acero de alta resistencia como tendones en el concreto preesforzado:

1. alambres redondos estirados en frío,
2. cable trenzado,
3. y varillas de un acero de aleación.

El cable trenzado es fabricado con siete alambres torcidos firmemente alrededor de un séptimo de diámetro ligeramente mayor.

En México las formas de mayor uso y fabricación actual son los alambres y los cables trenzados o torones, que pueden ser Relevados de Esfuerzo o de Baja Relajación, grado 270 Ksi o grado 250 Ksi.

Los grado 250 Ksi alcanzan una resistencia última mínima en tensión a un esfuerzo de 17500 kg/cm^2 (250 000 psi), para los torones grado 270 Ksi la resistencia es mayor, su falla última mínima se presenta a un esfuerzo de 18900 kg/cm^2 (270 000 psi).

Para el concreto preesforzado pretensado y postensado, tanto adherido como no adherido, se utilizan torones de preesfuerzo formados por siete alambres de acero grado 270 Ksi. Los torones de acero grado 250 Ksi han caído en desuso debido básicamente a las mayores ventajas que ofrece el acero grado 270 Ksi.

Los alambres para preesfuerzo tienen un uso más restringido, en particular se destinan a elementos prefabricados de concreto pretensado de dimensiones menores, como viguetas para construcción de prefabricados, tubería hidráulica de alta presión, durmientes de concreto o en la fabricación de postera para el cultivo de la vid.

Actualmente se utiliza un tratamiento especial en el acero grado 270 Ksi para obtener comportamiento de baja relajación que mantiene las pérdidas de fluencia o relajamiento por abajo del 2%. Estas pérdidas pueden ser absorbidas por una sobretensión al momento de estirar los cables contra su anclaje.

1.8.2. Proceso global de la fabricación del acero para preesfuerzo 270 K.

1.8.2.1. Materia prima.

Tomando en cuenta la importancia intrínseca de estos materiales, así como su grado vital de aplicaciones, se ha desarrollado un sistema de control de calidad en diferentes etapas del proceso de manufactura para garantizar así la calidad de los productos (fig. 1.29).

El sistema de producción empieza a operar antes de iniciarse la fabricación, con la selección e inspección de la materia prima, llevando a cabo análisis químicos y evaluaciones tanto superficiales como microestructurales del acero.

El material empleado en la fabricación es alambroón de acero (aleación al carbón) grado 10-80, y en casos menores grado 10-74, con diámetro de 0.6" (15.24 mm) o 0.5" (12.7 mm), según el producto final, también pueden usarse otros diámetros.

1.8.2.2. Decapado (Desoxidar).

Después de recibir el embarque de la materia prima y verificar su calidad, a continuación el alambroón de acero al carbón es transportado de los patios de almacenamiento a la nave de decapado, por medio de montacargas especialmente acondicionados.

El decapado es el inicio formal de fabricación del acero 270 Ksi, en esta etapa se lleva a cabo el proceso mediante el cual se desoxidará y limpiará totalmente la superficie del acero materia prima. En la nave de decapado el alambroón, es sometido a las siguientes etapas de este proceso:

- a. Inmersión del alambroón en ácido clorhídrico de 30 a 45 minutos.
- b. Primer enjuague en agua, cuyo PH a la salida está entre 1 y 2.
- c. Enjuague de espiral con agua a presión sobre el alambroón.
- d. Inmersión en fosfato de zinc de 5 a 10 minutos a una temperatura de 80 °C.
- e. Enjuague en agua caliente.
- f. Inmersión en bórax.

Al término de este proceso, la apariencia del alambroón es excelente, por que resulta con un color negro azulado, típico del acero limpio, y además el bórax le da una cubierta de apariencia brillante, como si se hubiese barnizado.

Esta cubierta tiene dos propósitos, evitar el óxido posterior durante los otros procesos y servir como medio de transporte para el lubricante en polvo durante el proceso de trefilado.

1.8.2.3. Trefilado (Reducir el metal a hilo).

Es el proceso fundamental, donde el alambroón después de ser decapado es sometido a un proceso de estiraje y reducción de diámetro en forma simultánea, con reducciones de hasta un 75 % de su diámetro inicial; por ejemplo si se trefila un diámetro de 600 milésimas de pulgada (15.24 mm) el diámetro final es de 150 milésimas de pulgada (3.81 mm). Al reducir de volumen al material se gana resistencia en un deterioro básicamente de la ductilidad, por lo que en este proceso se lleva a cabo un control adecuado logrando un equilibrio óptimo entre las dos variables.

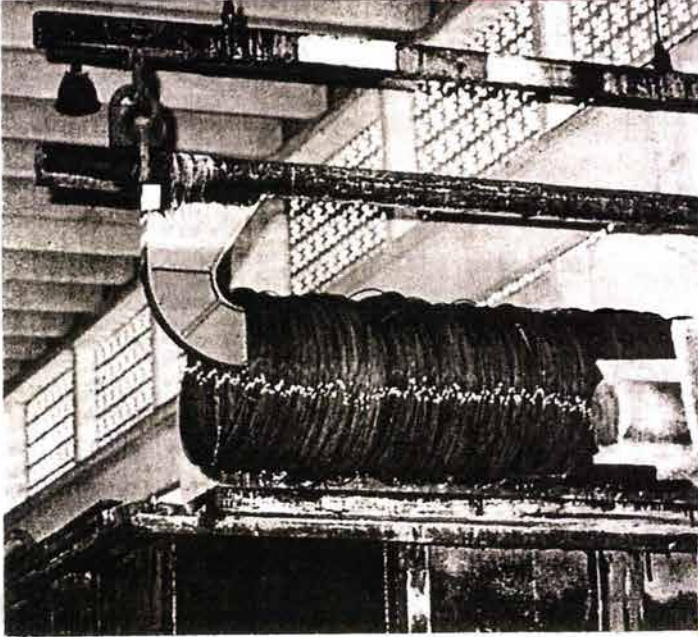
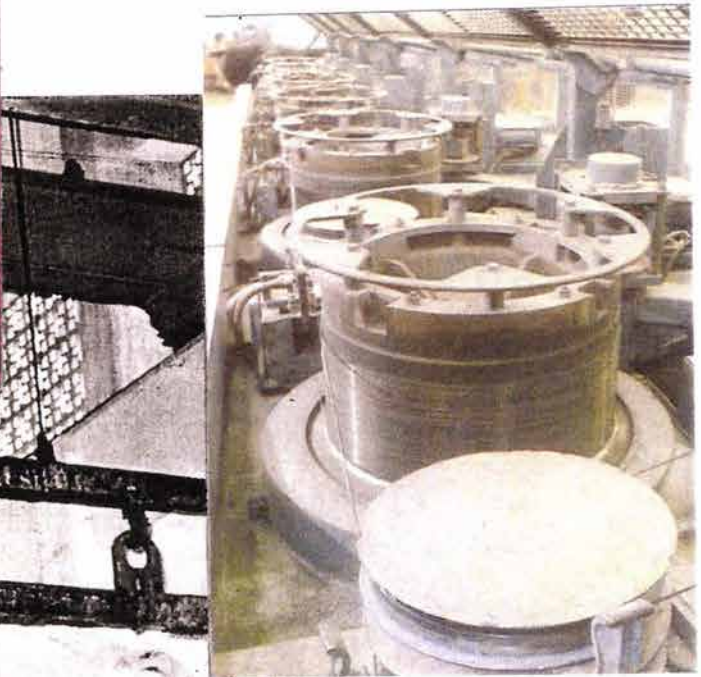
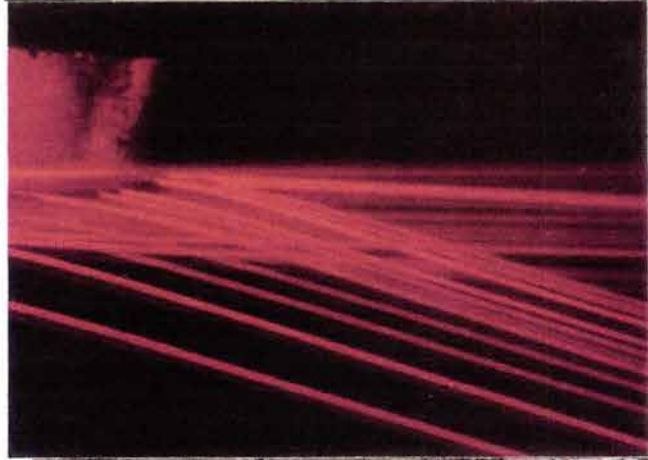
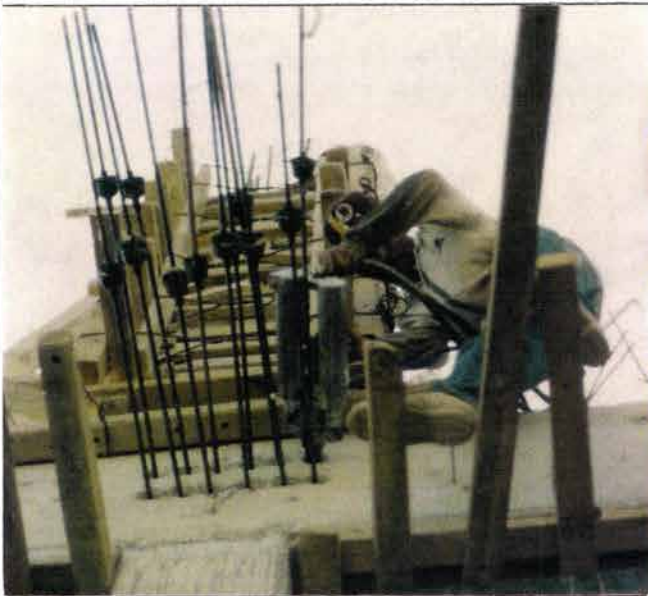


FIG. 1.29. ACERO 270 K PARA CONCRETO PREENFORZADO

Para lograr el trefilado, se hace pasar el alambón a través de un orificio, de cavidad cónica, de diámetro ligeramente menor, dicho orificio se encuentra formado en un dado de carburo de tungsteno. Para evitar la fricción entre el alambón y el dado se emplea un lubricante en polvo y para inhibir el calentamiento excesivo se emplea agua y aire proporcionado por unos sopladores.

La fuerza de tracción en el alambón se logra con un motor eléctrico que hace girar un tambor metálico donde se va enrollando el alambón después de pasar por el dado, pero sólo en forma parcial, con las suficientes vueltas que aseguran la tracción, por que después el alambón se guía para hacerlo pasar a través de otro dado con un orificio de diámetro menor que el anterior, y también es enrollado parcialmente en otro tambor metálico que genera tracción en el material y lo guía a pasar por otro dado con orificio de diámetro menor que el segundo; en general el proceso de trefilado requiere de 8 pasos (8 dados) para reducir el alambón a alambre, obteniendo finalmente un material con características físicas homogéneas y con un alto límite elástico, debido al estiraje y reducción al que se le somete, obteniéndose un incremento de entre el 36 y el 40 % de la resistencia que brinda el material antes de este proceso.

Después de la última reducción, el alambre se devana (enrolla) en un carrete de acero para llevarlo al siguiente proceso.

Gracias a la mecanización, el trefilado del alambón se puede realizar a una velocidad de 288 m/min (5 m/seg), y con soldaduras especiales, de alambón a alambón, aplicadas antes de este proceso, puede lograrse tener tramos continuos con la longitud deseada sin afectar la homogeneidad.

Al pasar el material a las máquinas de estiraje se tiene un monitoreo continuo sobre las temperaturas de los "blocks", sobre el estado de lubricantes en las cajas de los dados, y sobre la confrontación continua del diámetro del alambre que va saliendo al final de la máquina.

En muestras procedentes del extremo de cada rollo se procura determinar la capacidad de carga y realizar algunas pruebas de ductilidad, tal como es el dobles-dorsales, estas pruebas permiten asegurar que en el proceso siguiente sólo se utilice material sin defectos.

En el caso de los alambres, el siguiente proceso es el enderezado, y en el de los torones, que constituyen el cable para concreto preesforzado, es la formación del torón en la cableadora.

1.8.2.4. Trenzado.

El trenzado se lleva acabo con los alambres obtenidos del trefilado, usando 6 alambres de un diámetro y un séptimo en el centro, de diámetro ligeramente mayor, obteniéndose una sección transversal con forma hexagonal que brinda ductilidad y flexibilidad al material en conjunto. El trenzado tiene el objetivo de conjuntar los alambres en forma compactada en una unidad y evitar que se separen cuando el material sea cortado. En el material trenzado sólo se hacen pruebas de uniformidad, tal como la longitud de paso de un alambre en el torón (es decir la monotonoidad de la espiral que forma un alambre al trenzarse alrededor del central) y la supervisión del diámetro del material trenzado.

1.8.2.5. Relevado de esfuerzos.

La última fase del proceso es el envío del alambre o del torón, a través del equipo de relevado de esfuerzos, donde el material adquiere las características finales de tenacidad y ductilidad necesarias, a base de un calentamiento por tubos radiantes o por inducción eléctrica.

El material trenzado se somete a un proceso (patentado) de tensión, donde se le estira produciendo cierta elongación. Los esfuerzos, así creados en el acero, son relevados (absorbidos) mediante el tratamiento con calor, que elimina la probabilidad de altas deformaciones del acero en sus usos posteriores (con las características de baja relajación) y al mismo tiempo aumenta su alta tenacidad a la tensión.

En este proceso también se usa tambores metálicos, similares a los del trefilado, que generan la tracción requerida para estirar una longitud grande de torón, desde los extremos, mientras se le hace pasar por el interior de varios tubos radiantes intermedios, manteniendo la tensión constante y la temperatura uniforme.

Por último para garantizar plenamente el producto respecto a los usos a los cuales estará destinado, se confrontan muestras del extremo del rollo o torón con las propiedades físico-mecánicas requeridas por las especificación del producto, entre las cuales destacan:

1. capacidad máxima de carga,
2. límite elástico aparente
3. y alargamiento a la ruptura.

Los resultados de estas pruebas finales son entregados al cliente. Asimismo se acompaña el lote de material enviado, con una gráfica de carga-deformación, la cual representa las mediciones obtenidas en un rollo mediante extensómetros y registradores electrónicos de alta sensibilidad y precisión; esta gráfica permite al usuario conocer la carga de trabajo que puede ser utilizada en estos materiales.

1.8.2.6. Engrasado y envainado.

Una etapa adicional del proceso está destinada para aplicaciones de postensado sin adherencia. Para esto los torones para concreto preesforzado son pasados por una grasera que inyecta grasa a 1 atmósfera de presión, llenando de forma positiva los espacios entre los alambres y eliminando las burbujas de aire. A continuación el cable se pasa por una estructura de plástico donde es cubierto por una capa de PVC en forma continua.

La grasa contiene aditivos que evitan la oxidación y el deterioro al paso del tiempo; la cubierta de PVC esta formulada para alongar los efectos de deterioro por intemperismo, resistir las sales del concreto y garantizar su cubrimiento y resistencia durante su manejo y colocación en su uso final.

1.8.3. Características físicas y mecánicas del torón 270 K.

Las tablas 1.8.T1. y 1.8.T2. indican las características físicas y mecánicas de los torones 270K que concuerdan totalmente con las requeridas por la especificación internacional que rige en México: ASTM A 416 en su grado 270 K (270 000 psi - 1980 MPa - 190 kg/mm²).

Tabla 1.8.T1.

Diámetro Nominal		Área nominal de acero Aprox. En mm ² .	Peso Aproximado	
mm.	pulg.		gr/m o kg/km	Enductado y grasado gr/m o kg/km
9.5	3/8"	55	432	---
11.1	7/16"	74	582	---
12.7	1/2"	99	780	850
15.3	0.6"	141	1102	1210

Tabla 1.8.T2.

Diámetro Nominal		Resistencia A la ruptura min. Kgf.	Carga para un alargamiento al 1 % min. Kgf.	% Alargamiento Min. A la ruptura en una long. de 61 cms.
mm.	pulg.			
9.5	3/8"	10 430	8 870	3.5
11.1	7/16"	14 060	11 950	3.5
12.7	1/2"	18 730	15 920	3.5
15.3	0.6"	26 680	15 920	3.5

La tabla 1.8.T3. describe a continuación, y en forma tabular los rangos de carga de diseño con los que se pueden calcular los elementos de concreto preesforzado en los que se usarán estos torones, así como la carga de preesfuerzo inicial recomendable para cada diámetro.

Tabla 1.8.T3.

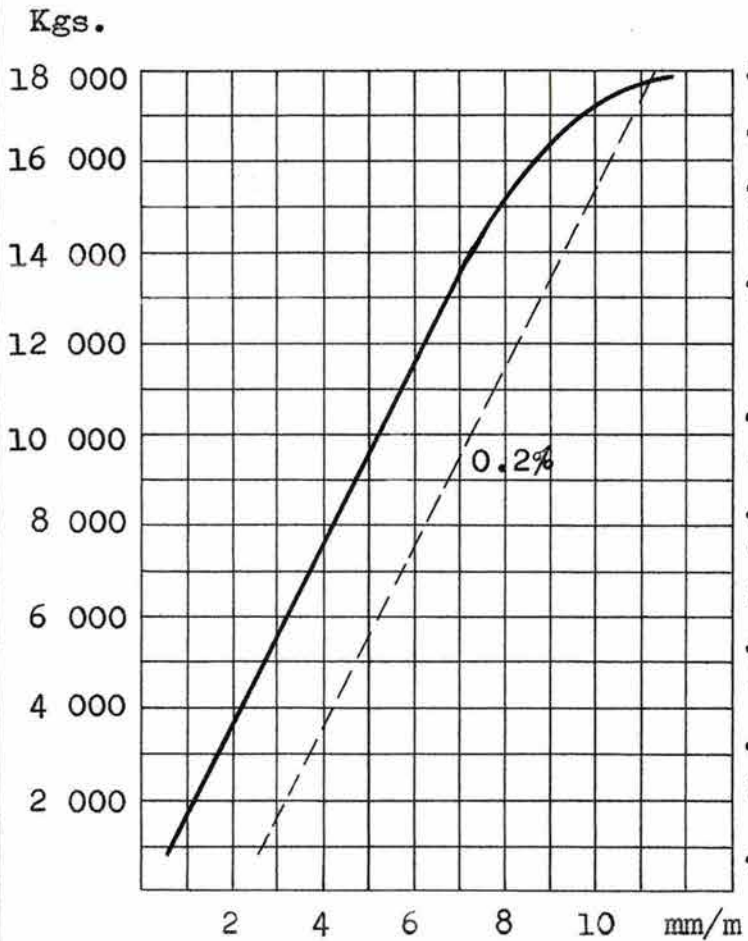
Diámetro	Nominal	Carga de preesfuerzo Inicial. Kgf. *	Rangos de carga de diseño. Kgf. **
Mm	pulg.		
9.5	3/8"	7 300	5 850 a 6 210
11.1	7/16"	9 840	7 840 a 8 350
12.7	1/2"	13 100	10 470 a 11 150
15.3	0.6"	18 600	14 880 a 15 810

* Estas cargas cumplen con las especificaciones de los esfuerzos permisibles en aceros de preesfuerzo de las normas (0.70 fpu) para la carga de tensión inicial inmediatamente después de transferencia o después del anclaje del preesfuerzo.

** Los rangos de carga recomendados para diseño tienen considerado los efectos de las posibles pérdidas en la fuerza de preesfuerzo y están representadas por el uso de cargas efectivas que varían del 85 al 80 % de la carga inicial, en las cuales las pérdidas son del 15 y 20 % respectivamente, lo cual se considera razonable para estructuras comunes.

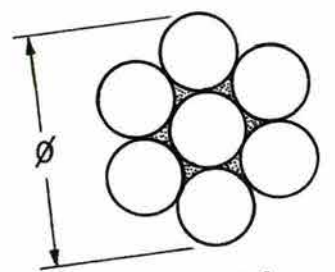
La gráfica de la fig. 1.30 presenta las características en la relación carga-deformación de un torón para preesfuerzo de 0.5" de diámetro grado 270 K.

Las longitudes disponibles para los torones se muestran en la tabla 1.8.T4.

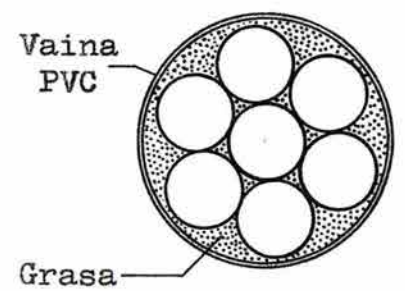
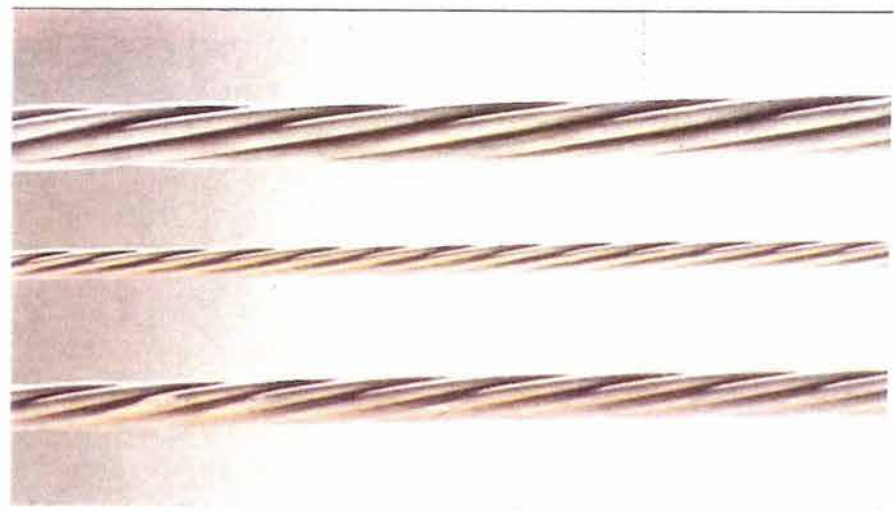


- Diámetro nominal: 12.7 mm
- Área de acero: 99.5 mm²
- Límite de proporcionalidad: 14 900 kg
- Límite elástico aparente, 0.2% offset: 17 650 kg
- Carga al 1% de alargamiento: 17 150 kg
- Alargamiento al 70% de la carga nominal de ruptura: 0.70%
- Resistencia a la tensión última: 19 850 kg
- Alargamiento a la ruptura en 6l cm: 6.80%
- Módulo elástico: $1.98 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

GRAFICA CARGA DEFORMACION DE TORON DE 12.7 mm (0.5")



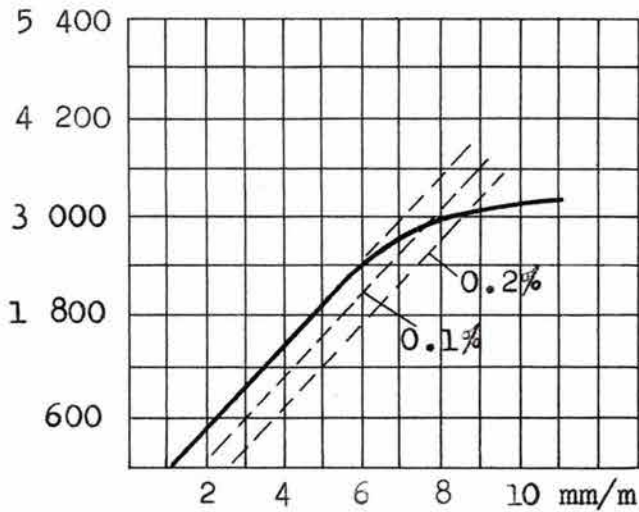
Sección transversal



Torón sin adherencia

FIG. 1.30. TORON 270 K

Kgs.



Diámetro nominal: 5.0 mm

Tipo: CPA Liso

Resistencia a la
tensión última: 3 610 kg

183.9 kg/mm²

Carga al 0.1%
offset: 3 098 kg

157.8 kg/mm²

Carga al 0.2%
offset: 3 179 kg

161.9 kg/mm²

Alargamiento a la
ruptura en 25 cm: 4.4%

Módulo elástico: 2.01×10^6 kg/cm²

GRAFICA CARGA DEFORMACION DE
ALAMBRE DE 5 mm

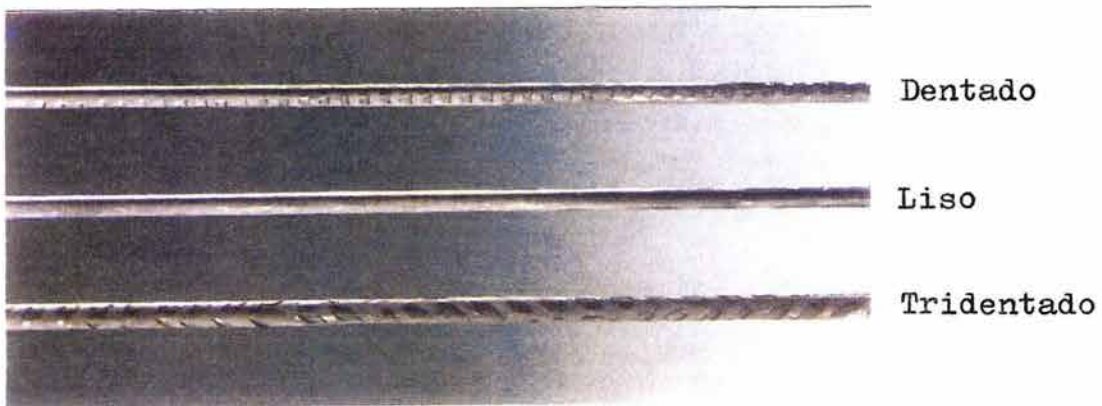


FIG. 1.31. ALAMBRE 270 K

Tabla 1.8.T4.

Diámetro Nominal		Rollos disponibles dentro de Las siguientes longitudes. (m)
mm.	pulg.	
9.5	3/8"	4 600 a 6 700
11.1	7/16"	3 700 a 4 900
12.7	1/2"	2 700 a 3 600
15.3	0.6"	1 850 a 2 600

1.8.4. Características físicas y mecánicas del Alambre 270 K.

En las tablas 1.8.T5. y 1.8.T6. se presentan los alambres de preesfuerzo más comunes; para aplicaciones tales como viguetas para construcción de prefabricados, tubería hidráulica de alta presión, elementos en puentes o edificios o en la fabricación de durmientes en las nuevas vías elásticas de los ferrocarriles; así como sus principales características mecánicas, de acuerdo a las Normas ASTM A 421 y DGN B-293.

Tabla 1.8.T5.

Diámetro Nominal		Resistencia a la Tensión Mínima		Limite Elástico Aparente		% Alargamiento Min. A la ruptura en
Mm	pulg.	Kg/mm ² .	Kg.	Kg/mm ² .	Kgf.	
4.00	0.1575"	180	2 262	144	1 810	3.5
5.00	0.1968"	175	3 436	140	2 749	3.5
6.00	0.2362"	170	4 807	136	3 845	3.5
7.00	0.2756"	165	6 350	132	5 080	3.5
9.4	0.3701"	160	11 104	128	8 883	3.5
10.00	0.3937"	160	12 566	128	10 053	3.5

Tabla 1.8.T6.

Diámetro Nominal		Área de acero mm ²	Peso lineal gr/m	Rendimiento m/ton.
Mm	pulg.			
4.00	0.1575"	12.57	98.7	10 132
5.00	0.1968"	19.63	154.1	6 489
6.00	0.2362"	28.27	221.9	4 506
7.00	0.2756"	38.46	302.1	3 310
9.4	0.3701"	69.40	544.8	1 835
10.00	0.3937"	78.54	616.5	1 622

La gráfica de la fig. 1.31 presenta las características de la relación carga-deformación de un alambre para preesfuerzo de 5.0 mm de diámetro grado 270 K. Según las necesidades, la superficie del alambre en diámetros de 5, 6, y 7 mm, puede fabricarse en tres presentaciones: dentado, liso y tridentado. Los alambres se suministran en rollos cuyo peso es de 200 a 750 kg.

ANÁLISIS Y DISEÑO DE PISOS POSTENSADOS.

2.1. Introducción.

Las losas de concreto preesforzado se emplean en muchos tipos de estructuras de ingeniería civil, para proporcionar superficies planas tales como sistemas de pisos, cubiertas, plataformas o muros. Estas losas, de concreto preesforzado por postensado, se han convertido en uno de los elementos más importantes dentro de los sistemas de construcción de pisos para edificios comerciales y residenciales, en sus dos formas más usuales: losas con trabajo en una dirección y placas planas con trabajo en dos direcciones. Ambas formas han resultado económicas para usos estructurales, tanto en estacionamientos como en edificios industriales, de departamentos, de oficinas y hospitales, sean estos de pequeña o gran altura.

En su forma más básica una losa es una placa cuyo espesor es bastante pequeño en comparación con su longitud y anchura. Por lo general el espesor es constante. La losa se puede apoyar sobre muros, pero más a menudo es soportada por traveses que generalmente se vuelan monolíticamente con la losa, por vigas de acero estructural, o directamente por medio de columnas sin traveses o vigas.

Las losas soportadas por traveses se pueden apoyar a lo largo de dos ejes opuestos, como se muestra en la fig. 2.1a, en cuyo caso la acción estructural es esencialmente en un sólo sentido. Las cargas aplicadas en la superficie son soportadas por la losa con claro estructural en la dirección perpendicular a los ejes de apoyo. Por otro lado, pueden existir apoyos en los cuatro lados de un panel de la losa, según se muestra en la figura 2.1b, de forma que se obtiene acción en dos sentidos.

Se pueden incorporar traveses intermedias para subdividir la losa, según se muestra en la figura 2.1c. Si la relación del lado corto al lado largo de un panel rectangular de losa es menor que aproximadamente 0.5, la mayor parte de la carga será soportada en la dirección corta, debido a la mayor rigidez asociada con la longitud del claro más corto. De ésta manera, aun cuando exista soporte en los cuatro lados, se obtendrá acción efectiva en una sola dirección.

Las losas de concreto preesforzado a menudo se apoyan directamente en columnas, como se muestra en la figura 2.1d, sin el uso de traveses o vigas. A tales losas se les denomina losas planas. En tanto que las losas planas son generalmente coladas in situ, igual que para los otros tipos de losas descritos, también pueden colarse al nivel del terreno para luego izarse a su posición final dentro de la estructura mediante gatos desde las columnas. A estas losas se les conoce como losas levantadas. Casi siempre se emplean columnas de acero.

Estrechamente relacionada con la losa plana, se encuentra la losa reticular que se muestra en la figura 2.1e.

Con la finalidad de reducir la carga muerta, se dejan vacíos en la superficie inferior de la losa de acuerdo con un arreglo rectilíneo ortogonal mediante cimbras insertas removibles o permanentes, de metal, cartón de fibra, plástico o poliestireno.



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central

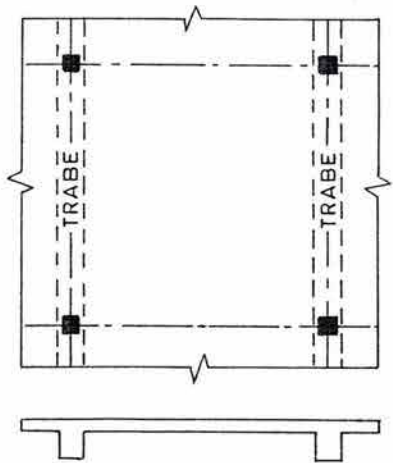


UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

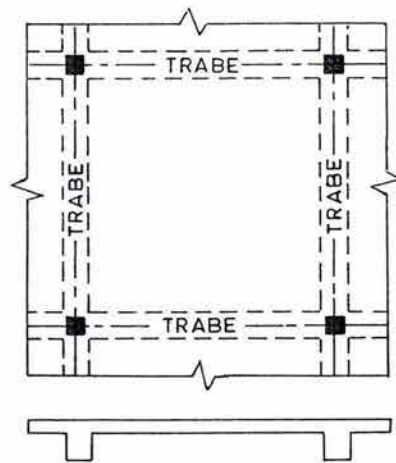
DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

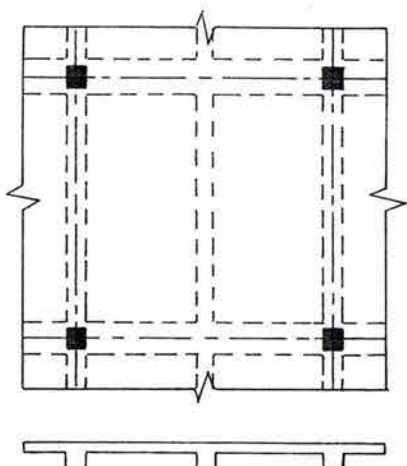
El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



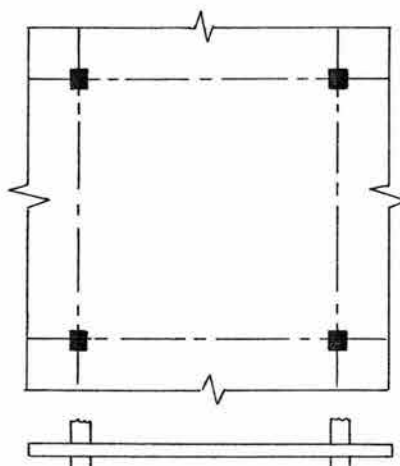
(a) LOSA EN UNA DIRECCION



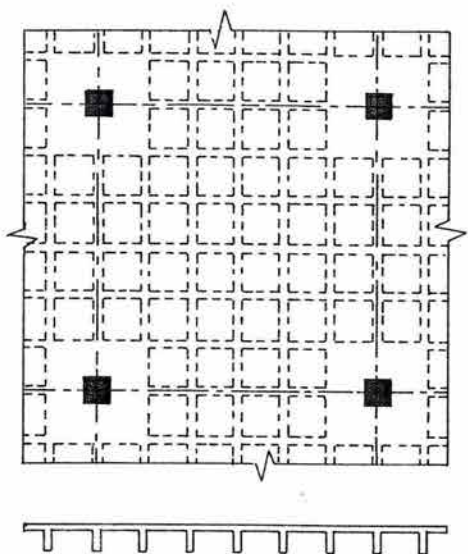
(b) LOSA EN DOS DIRECCIONES



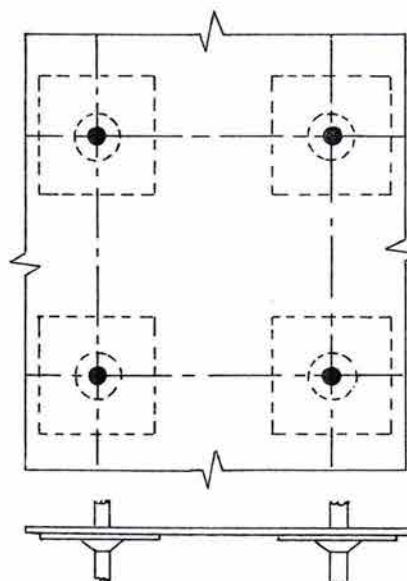
(c) LOSA EN UNA DIRECCION



(d) LOSA PLANA



(e) LOSA RETICULAR



(f) LOSA PLANA CON ABACOS

FIG. 2.1. TIPOS DE LOSAS PARA SISTEMAS DE PISO

Se tiene como resultado una construcción nervada en dos sentidos, generalmente se omiten los insertos cerca de las columnas, dando como resultado una losa maciza más capaz de resistir la concentración local de momentos y cortantes.

Se reserva el término de losa plana para el tipo de construcción carente de travesaños mostrado en la figura 2.1f (aun cuando en el sentido literal todas las formas descritas sean losas planas). La construcción de losas planas se caracteriza por una porción de losa localmente engrosada, denominada panel deprimido (ábaco), centrado con la columna, o por el ensanchamiento de las partes superiores de las columnas (capitel), o por ambas características. El propósito de estos dispositivos es aumentar la resistencia al cortante y a la flexión negativa cerca de las columnas. La tendencia del diseño se aparta del uso de los paneles deprimidos como del ensanchamiento de las columnas, inclinándose por la incorporación de refuerzo especial en la losa plana que sirva para los mismos propósitos.

Se menciona a continuación algunos de los factores más significativos que han promovido la construcción de losas postensadas:

1. Los perfeccionamientos y simplificaciones en el equipo para el postensado y en los métodos de campo han contribuido a la fabricación de losas postensadas, de una manera tan sencilla para el contratista, como las comúnmente usadas losas reforzadas.
2. Los adelantos en los sistemas de cimbrado que sanearon la economía general de la construcción, en relación a las losas coladas en el lugar.
3. La serie de pruebas que permitieron conocer ampliamente el comportamiento de las losas postensadas y que, consecuentemente, permitieron el perfeccionamiento de las normas, así como el logro de diseños más seguros y económicos.
4. La notoria economización de las losas postensadas en claros cortos (de 6 m o menos).

Es interesante observar los cambios ocurridos en las técnicas de diseño para losas postensadas, desde sus inicios a fines de 1960-, hasta nuestros días.

En un principio las normas publicadas fueron mínimas y las publicadas resultaban arbitrarias. Una de las normas más comunes para el diseño de losas postensadas consistía en proporcionar una fuerza que equilibrara la carga muerta de la losa más 50 kg/m^2 aproximadamente de sobrecarga. Debido a los escasos resultados de pruebas de aquel entonces se consideraban este tipo de normas, que ahora nos parecen poco prácticas.

Estos criterios proporcionaban una losa completamente plana bajo una sobrecarga de 50 kg/m^2 , que a menudo era la carga real aplicada tanto en edificios de departamentos y oficinas como en estacionamientos; así mismo el concepto de losa a nivel, bajo cargas prácticas, resultaba atractivo para el ingeniero y para el propietario. Siguiendo este criterio los primeros diseñadores obtenían niveles de esfuerzo de compresión promedio P/A , del orden de 17 a 21 kg/cm^2 , y tensiones máximas producidas por flexión de sólo 7 a 14 kg/cm^2 .

En un principio se empleaba una cantidad muy pequeña de acero no preesforzado en losas trabajando en una o en dos direcciones pues no se requería mayor resistencia debido a las fuerzas tan grandes de postensión y ya que existía un conocimiento deficiente respecto a la necesidad de acero mínimo adherido.

A pesar de que el comportamiento de las primeras losas era generalmente aceptable, aun así se producía agrietamiento debido a la restricción lateral provocada por el acortamiento axial elástico y por el flujo plástico que, relativamente grande, era resultado de las fuerzas de postensión.

A principios de 1970, ingenieros y contratistas notaron que el diseño de losas postensadas con el antiguo criterio de carga muerta más 50 kg/m^2 , no presentaba competencia con los diseños convencionales de losas reforzadas, en particular con su muy eficiente diseño para este tipo de losas. Hasta ese entonces las losas postensadas habían mostrado superioridad gracias a sus ventajas de construcción y servicio, en deterioro de un más práctico sentido económico y de diseño. Más tarde, y debido a presiones competitivas, el diseño para losas postensadas, apoyado en numerosas pruebas, comenzó a variar.

En la actualidad, el criterio de diseño para losas postensadas ha evolucionado y es completamente contrario al usado en los inicios del preesforzado; en lugar de que el equilibrio de cargas sea la norma principal para determinar la fuerza de postensado con una comprobación posterior del esfuerzo (casi extemporáneo), ahora la fuerza de postensión se determina comúnmente a través de los valores permisibles de flexión en el concreto.

La carga resultante equilibrada se utiliza en la comprobación de la flecha bajo cargas aplicadas de acuerdo con los valores especificados de los reglamentos. Aunque se use más refuerzo convencional, ya sea como acero repartido para la disminución de grietas o por requisitos de resistencia, el uso combinado de refuerzo preesforzado y no preesforzado proporciona un considerable ahorro en relación con las anteriores losas altamente postensadas. Además de las ventajas económicas, el criterio actual de diseño para losas postensadas propicia beneficios en el comportamiento general, menores esfuerzos de compresión y más refuerzo adherido, que reduce y reparte las grietas causadas por la restricción del acortamiento axial.

Por lo general tales losas presentan menor cantidad de grietas que las reforzadas tradicionalmente. Quedan atrás los días en que una losa reforzada en forma tradicional se seleccionaba preferentemente a una losa postensada, sólo por que el criterio conservador de diseño era aplicado a las losas reforzadas y no a las postensadas.

Por lo general las losas de concreto preesforzado se diseñan para cargas muerta y viva supuestas, uniformemente repartidas sobre la superficie de un área limitada por ejes de columnas o trabes. Se pueden considerar distribuciones de carga viva según las cuales algunos paneles están descargados, para así obtener los máximos y mínimos momentos. Las cargas concentradas requieren de estudio especial. Estas son siempre resistidas por un ancho de losa mayor que el ancho de contacto, debido a la acción en dos sentidos, o en el caso de armado en una dirección, debido a la acción del acero de distribución lateral que siempre se encuentra presente. Las cargas concentradas fijas muy pesadas pueden requerir trabes de soporte.

El refuerzo principal en las losas preesforzadas consiste generalmente de cable trenzado o tendones de alambres múltiples, espaciados típicamente entre aproximadamente 60 y 150 cm centro a centro, dependiendo de las cargas, los claros, y el espesor de la losa. Casi siempre se especifica excentricidad con un perfil básico parabólico, el cual se deriva de las cargas uniformes que deben soportarse, pero incorporándose curvas locales cóncavas hacia abajo sobre las líneas de centro de columnas o sobre las trabes de apoyo.

Las consideraciones económicas y de construcción han conducido generalmente a la selección de tendones sin adherencia engrasados y recubiertos para las losas. Estas consideraciones

incluyen la elevada fricción durante el tensado de los tendones del tipo que se le aplica mortero posteriormente, la necesidad de proteger los tendones en contra de la corrosión durante la construcción, y los problemas relacionados con la aplicación de mortero a un gran número de tendones dentro de ductos de pequeños diámetros.

Comúnmente se agregan varillas no preesforzadas de refuerzo en losas de armado en un sólo sentido, a manera de acero de distribución. Cuando se emplean tendones no adheridos en losas armadas en una o dos direcciones, a menudo se agregan varillas de acero para controlar el agrietamiento y aumentar la resistencia a flexión. También se aumenta la resistencia a cortante cerca de las columnas en las construcciones con losas planas.

El comportamiento de las losas de concreto preesforzado debe ser satisfactorio en todos los estados de carga. No deben sobrepasarse los esfuerzos permisibles en el estado descargado o con toda la carga de servicio actuando. El combeo, la deflexión, y la frecuencia y amplitud de la vibración durante el servicio deben permanecer dentro de los límites aceptables. Se debe proporcionar resistencia adecuada para soportar el grado especificado de sobrecarga.

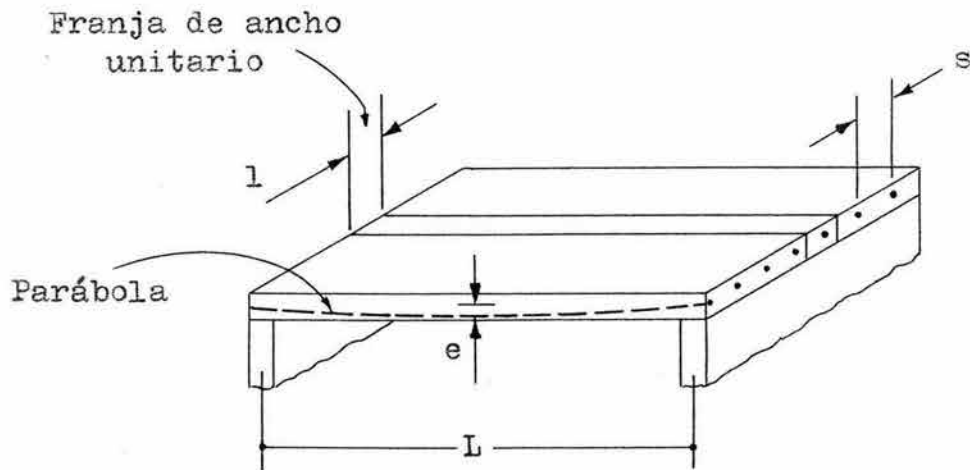
Cualquiera de estos requerimientos puede servir como punto de partida en el proporcionamiento de la losa. Reconociéndose que las deflexiones pueden regir para elementos relativamente delgados como las losas, muchos diseñadores empiezan con un peralte supuesto de la losa, basándose en las relaciones máximas de claro/peralte o en su experiencia personal, para asegurar la rigidez adecuada. Para algunos tipos de losas planas, el cortante es crítico, y la estimación inicial del espesor de la losa debe ser tal que se satisfagan los requerimientos de resistencia a cortante en la región de columnas.

El concepto de balanceo de cargas es especialmente útil para losas, y casi siempre proporciona la base para el establecimiento del mejor perfil para el tendón, así como de la fuerza de preesfuerzo requerida para producir deflexión nula para la carga escogida. La carga a balancearse es generalmente la carga muerta o un porcentaje de allá, y en algunos casos, la carga muerta más alguna pequeña parte de la carga viva de servicio.

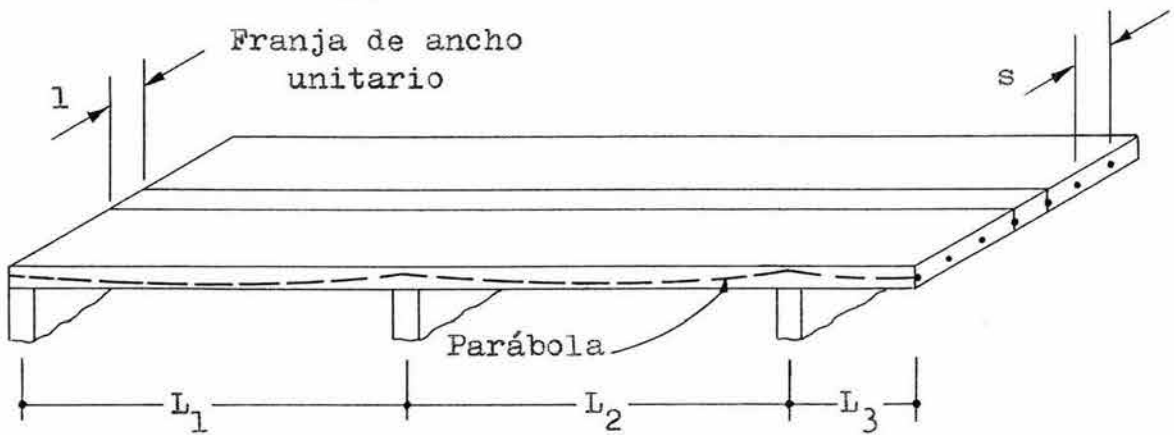
2.2. Losas preesforzadas en una dirección.

Se ha señalado que para las losas armadas en una dirección la principal acción estructural ocurre en la dirección perpendicular a los apoyos. Para guardar consistencia con el principio del balanceo de las cargas, se debe escoger un cable con traza parabólica para el caso usual de cargas uniformemente distribuidas. Los cables postensados, para el caso de una losa de un claro, se colocan con una excentricidad que varía desde un máximo al centro del claro hasta cero en los ejes de apoyo. A menudo las losas en una dirección son continuas sobre varios apoyos o en voladizo, para este caso el tendón continuo se puede levantar sobre los apoyos interiores hasta la máxima excentricidad posible (fig. 2.2).

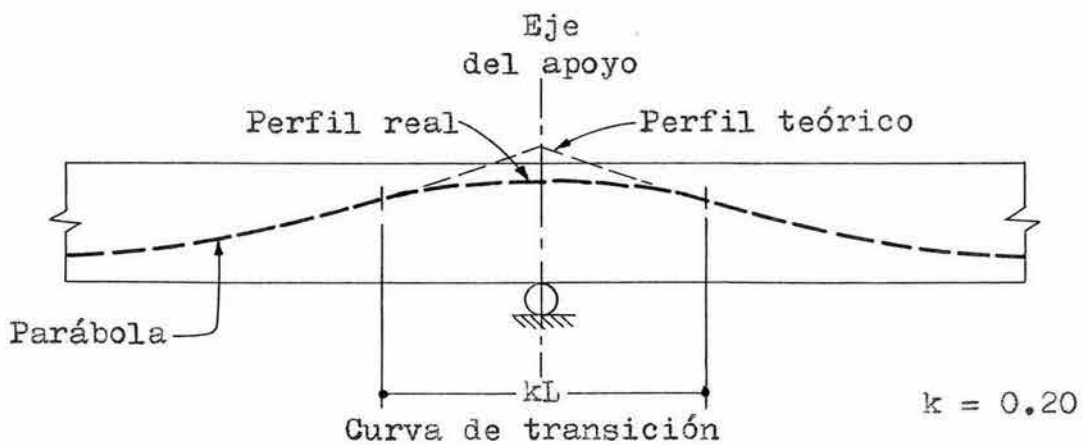
Es conveniente, para fines de diseño, aislar una franja de losa típica de ancho unitario. Entonces la carga aplicada por unidad de área de superficie de losa es equivalente a una carga distribuida, por unidad de longitud a lo largo de la franja. Ante esta situación la losa se analiza como cualquier viga común simple o estáticamente indeterminada, según sea el caso. Este análisis simplificado desprecia las presiones laterales de la losa debidas al efecto de Poisson, siendo ligeramente conservador. La losa será realmente algo más rígida y resistente que lo supuesto, pero la diferencia es pequeña y casi siempre se desprecia.



(a) Con un solo claro.



(b) De claros continuos.



(c) Detalle del tendón de preesfuerzo en un apoyo interior.

FIG. 2.2. SISTEMAS DE LOSA CON REFUERZO EN UNA DIRECCION.

En el caso de las estructuras continuas los momentos máximos en una sección dada, deben obtenerse para los efectos de la carga viva actuando de acuerdo a tres condiciones: en todos los claros, en claros adyacentes, y en claros alternados, estos efectos se suman a los de las cargas muertas que son, regularmente, de magnitud uniforme y sostenida.

Algunas recomendaciones, para diseño de estructuras de concreto, permiten en los elementos continuos, el uso de los momentos flexionantes que actúan en la cara de los apoyos, que son una reducción de los momentos derivados del análisis obtenidos sobre los ejes de las columnas o apoyos.

Esta reducción de los momentos calculados se efectúa de acuerdo con el diagrama de la figura 2.3. La corrección ($V aL / 6$) en el centro de la curva teórica, representa el resultado de suponer un momento de inercia infinito sobre el ancho de la columna o apoyo. V es la fuerza cortante mínima que actúa en el elemento, justamente sobre el apoyo, para el estado de carga que se calcula, y aL es la dimensión del apoyo en la dirección del claro del elemento.

Debido a la poca profundidad de las losas en comparación con las trabes, los tendones pueden ser continuos en dos, tres o más claros sin que las pérdidas del preesfuerzo debidas a la fricción sean severas. El efecto de las pérdidas por fricción en losas puede minimizarse todavía más, mediante el tensado alternado de extremos opuestos de los tendones o mediante el tensado de cada tendón desde ambos extremos.

Además del acero de refuerzo principal perpendicular a los apoyos, se debe proporcionar refuerzo en la dirección paralela a los apoyos en las losas armadas en una dirección. Esto ayuda a controlar las grietas debidas a la contracción del concreto y a la variación de la temperatura. También sirve para distribuir cualquier carga concentrada.

El refuerzo para los efectos de contracción, temperatura y distribución de cargas puede estar constituido por varillas de acero no preesforzadas, igual que en la construcción ordinaria de concreto reforzado. El empleo de varillas no preesforzadas no elimina las grietas por contracción y temperatura, pero sí garantiza que estas sean muy angostas y queden bien distribuidas en la losa.

Una alternativa que puede evitar por completo el agrietamiento es usar tendones postensados centroidales, paralelos a los ejes de apoyo, para proporcionar un esfuerzo de compresión uniforme en aquella dirección.

Este no es un esquema práctico para losas angostas con refuerzo en una dirección debido a que el preesfuerzo corto no es ni económico ni preciso, pero se ha usado con éxito en losas anchas. El preesfuerzo transversal tiene el efecto de reducir las pérdidas asociadas con el acortamiento elástico y el flujo plástico en la dirección longitudinal, pero la importancia de esta reducción es relativa.

Muy rara vez será el diseño de losas con refuerzo en una dirección controlado por el cortante, aunque se deberá revisar la resistencia al cortante mediante las ecuaciones usuales para vigas. Las losas con refuerzo en una dirección son esencialmente vigas poco profundas y anchas, y tienden a ser más críticas por flexión o a ser regidas por la deflexión. Para las losas diseñadas por el método de balanceo de cargas, la que es importante es la deflexión debida a la carga desbalanceada (por lo general la carga viva). En los cálculos se puede usar, ordinariamente, el momento de inercia de la sección transversal total de concreto.

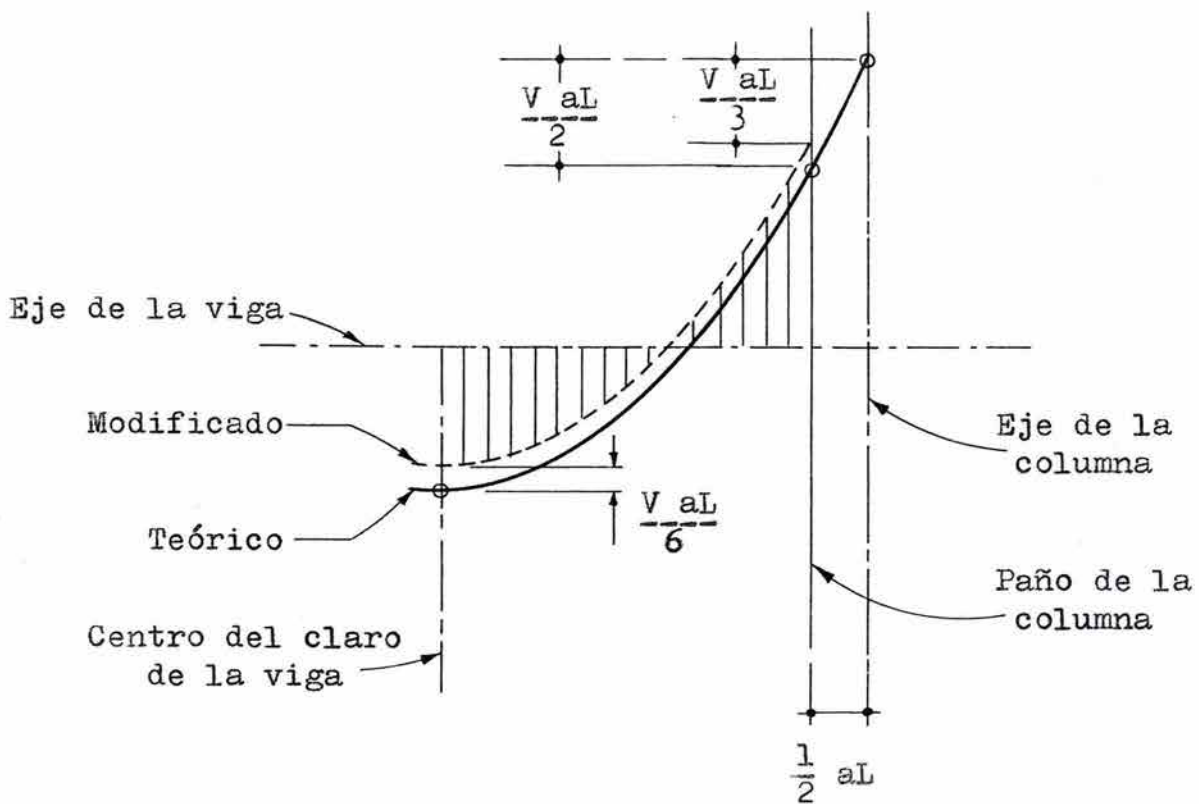


FIG. 2.3. MODIFICACION DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO EN LA CARA DE COLUMNAS O APOYOS.

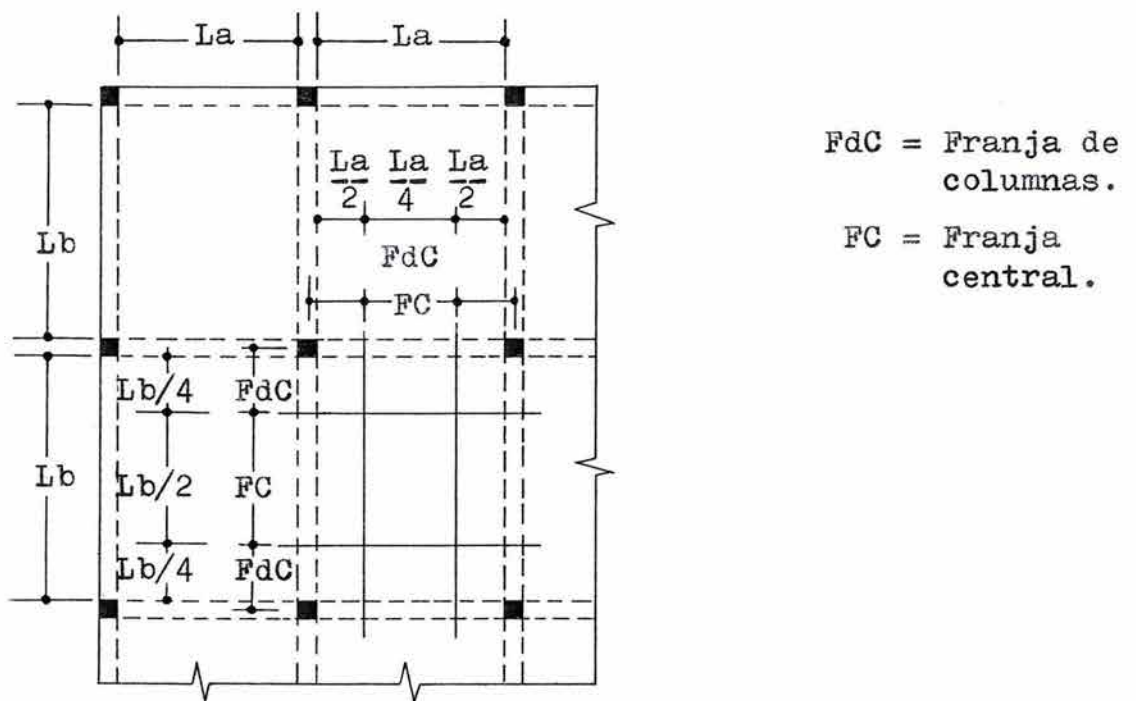


FIG. 2.4. DIVISION DE UN PANEL DE LOSA PERIMETRALMENTE APOYADA EN FRANJAS CENTRALES Y FRANJAS DE COLUMNAS.

2.3. Losas perimetralmente apoyadas preesforzadas en dos direcciones.

2.3.1. Comportamiento.

Los sistemas de losas con refuerzo en dos direcciones se pueden apoyar en muros o en vigas relativamente rígidas en los cuatro lados de cada panel. Mientras que las losas con refuerzo en una dirección se deforman por las cargas según una superficie cilíndrica, una losa con refuerzo en dos direcciones apoyada en sus bordes se deflexionará en forma de plato. En cualquier punto la losa está curvada en las dos direcciones principales y, por lo tanto, existen momentos en dos direcciones, paralelas a los bordes de la losa y cada juego proporciona su contribución para contrarrestar las cargas que se aplican.

Como el momento de flexión es directamente proporcional a la curvatura, se puede concluir que el momento flexionante en la dirección corta es mayor que el en la dirección larga. Adicionalmente, la excentricidad de los tendones en cada dirección es menor cerca de los bordes del panel que al centro de la losa. En consecuencia, existe una variación de los momentos del claro corto a través del ancho de la losa, reduciéndose pronunciadamente los momentos a medida en que se alcanzan los bordes de apoyo, lo cual también ocurre para el caso de la dirección larga.

El método de balance de cargas es una herramienta útil para el análisis y diseño de losas con refuerzo en dos direcciones apoyadas en trabes o muros.

El objetivo del balance de cargas para losas, así como para vigas, es proporcionar una carga equivalente hacia arriba mediante los tendones curvos, tal que balancee exactamente la carga hacia abajo especificada. Para aquella carga predeterminada, la losa está sujeta únicamente a un esfuerzo de compresión uniforme en su propio plano, resultante de la fuerza de preesfuerzo. No existirán ni momentos flectores ni momentos torsionantes y, en consecuencia, el análisis es muy simplificado. Si la carga externa es de naturaleza sostenida, como lo es la fuerza de preesfuerzo, la losa no presentará ni combeo ni deflexión.

Si la losa está sujeta a una carga adicional por encima de la carga balanceada, los momentos debidos a la porción desbalanceada de la carga se pueden determinar empleando los métodos clásicos de elasticidad o mediante los métodos aproximados presentados a continuación.

2.3.2. Análisis práctico de cargas desbalanceadas.

Si la carga aplicada a una losa apoyada en sus bordes difiere de la carga balanceada, la losa se deflexionará bien sea hacia arriba o hacia abajo, debiéndose hallar los momentos reconociendo la naturaleza indeterminada, aun en el caso simple de un sólo panel rectangular simplemente apoyado. La situación más frecuente es la aplicación de las cargas vivas produciendo deflexión hacia abajo, o la consideración de las sobrecargas. En tanto que los métodos clásicos de análisis elástico proporcionan soluciones para las situaciones bastante ideales, las complicaciones prácticas se imponen y, como consecuencia, son convenientes los métodos aproximados que efectivamente toman en cuenta estos factores de complicación, aun cuando sólo sea de manera simplificada.

El método que a continuación se presenta es el que se conoce como método 3 del Código ACI-318-63.

El método se aplica a losas perimetralmente apoyadas sobre muros o trabes relativamente rígidas. La relación del lado corto al largo de un panel puede variar entre 1.0 y 0.5. Las losas que tengan esta relación de lados menor que 0.5 se pueden diseñar para acción en una sola dirección. Las condiciones de restricción en los bordes a considerarse son simplemente apoyado (resistencia torsional despreciable) y continua a través o empotrado en los apoyos. Se incluyen nueve condiciones separadas de restricción.

Para cada juego de variables, dentro de los rangos establecidos, se dan coeficientes que permiten el cálculo directo de los momentos. Estos coeficientes se basan en el análisis elástico, pero también toman en cuenta la redistribución inelástica de momentos. Los momentos de diseño en las dos direcciones se calculan de las expresiones

$$M_a = C_a w L_a^2$$

$$M_b = C_b w L_b^2$$

donde:

M_a = momento en la dirección paralela al lado corto, en kg-m.

M_b = momento en la dirección paralela al lado largo, en kg-m.

C_a y C_b = coeficientes de momento, tabulados.

w = carga uniformemente distribuida, en kg/m^2 .

L_a y L_b = longitud del claro libre en las direcciones corta y larga, respectivamente, en m.

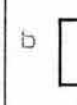

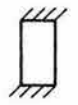
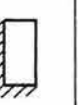
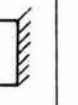




El método estipula que cada panel sea dividido, en ambas direcciones, en una franja central cuyo ancho sea la mitad del panel y en dos franjas de columnas cuyo ancho sea la cuarta parte del ancho del panel (fig. 2.4). Como se indicó anteriormente los momentos en ambas direcciones son mayores en la región central de la losa que en las regiones cercanas a los bordes. De acuerdo a esto, el método estipula que toda la franja central se diseñe para la totalidad de los momentos calculados con los coeficientes tabulados. En las franjas de columnas se supone que este momento decrece desde su valor total en el borde de la franja central hasta un tercio de este valor en el borde del panel.

Las tablas 2.3.T1 a 2.3.T4, dan los coeficientes de los momentos y los cortantes para paneles de losas con refuerzo en dos direcciones.

En las tablas se diferencian los efectos de las cargas muertas de los efectos de las cargas vivas. La razón para esto es que las cargas muertas se encuentran siempre presentes en todos los paneles de un sistema de piso, mientras que las cargas vivas pueden o no actuar, debiéndose poseer para obtener el máximo efecto.

La tabla 2.3.T1 da los coeficientes de momento para los momentos negativos máximos en los bordes continuos. Los momentos negativos máximos en los bordes se obtienen cuando ambos paneles adyacentes a un borde en particular soportan la totalidad de las cargas muerta y viva.

Tabla 2.3.T1. Coeficientes para Momentos Negativos en Losas.

$M_{a.neg} = C_{a.neg} \times w \times a^2$ $M_{b.neg} = C_{b.neg} \times w \times b^2 \quad (w = \text{carga, kg/m}^2)$									
Relación $m = \frac{a}{b}$	Caso 1 	Caso 2 	Caso 3 	Caso 4 	Caso 5 	Caso 6 	Caso 7 	Caso 8 	Caso 9 
1.00 Ca.neg Cb.neg		0.045 0.045	0.076	0.050 0.050	0.075	0.071	0.071	0.033 0.061	0.061 0.033
0.95 Ca.neg Cb.neg		0.050 0.041	0.072	0.055 0.045	0.079	0.075	0.067	0.038 0.056	0.065 0.029
0.90 Ca.neg Cb.neg		0.055 0.037	0.070	0.060 0.040	0.080	0.079	0.062	0.043 0.052	0.068 0.025
0.85 Ca.neg Cb.neg		0.060 0.031	0.065	0.066 0.034	0.082	0.083	0.057	0.049 0.046	0.072 0.021
0.80 Ca.neg Cb.neg		0.065 0.027	0.061	0.071 0.029	0.083	0.086	0.051	0.055 0.041	0.075 0.017
0.75 Ca.neg Cb.neg		0.069 0.022	0.056	0.076 0.024	0.085	0.088	0.044	0.061 0.036	0.078 0.014
0.70 Ca.neg Cb.neg		0.074 0.017	0.050	0.081 0.019	0.086	0.091	0.038	0.068 0.029	0.081 0.011
0.65 Ca.neg Cb.neg		0.077 0.014	0.043	0.085 0.015	0.087	0.093	0.031	0.074 0.024	0.083 0.008
0.60 Ca.neg Cb.neg		0.081 0.010	0.035	0.089 0.011	0.088	0.095	0.024	0.080 0.018	0.085 0.006
0.55 Ca.neg Cb.neg		0.084 0.007	0.028	0.092 0.008	0.089	0.096	0.019	0.085 0.014	0.086 0.005
0.50 Ca.neg Cb.neg		0.086 0.006	0.022	0.094 0.006	0.090	0.097	0.014	0.089 0.010	0.088 0.003

Un borde achurado indica que la losa continúa a través ó está empotrada en aquel apoyo ; un borde sin marca indica que el apoyo tiene resistencia a la torsión despreciable.

Tabla 2.3.T2. Coef. para Momentos Positivos por carga muerta en Losas.

$M_{a.pos.wm} = C_{a.m} \times w_m \times a^2$ $M_{b.pos.wm} = C_{b.m} \times w_m \times b^2 \quad (w_m = \text{carga muerta, kg/m}^2)$										
Relación $m = \frac{a}{b}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9	
1.00										
$C_{a.wm}$	0.036	0.018	0.018	0.027	0.027	0.033	0.027	0.020	0.023	
$C_{b.wm}$	0.036	0.018	0.027	0.027	0.018	0.027	0.033	0.023	0.020	
0.95										
$C_{a.wm}$	0.040	0.020	0.021	0.030	0.028	0.036	0.031	0.022	0.024	
$C_{b.wm}$	0.033	0.016	0.025	0.024	0.015	0.024	0.031	0.021	0.017	
0.90										
$C_{a.wm}$	0.045	0.022	0.025	0.033	0.029	0.039	0.035	0.025	0.026	
$C_{b.wm}$	0.029	0.014	0.024	0.022	0.013	0.021	0.028	0.019	0.015	
0.85										
$C_{a.wm}$	0.050	0.024	0.029	0.036	0.031	0.042	0.040	0.029	0.028	
$C_{b.wm}$	0.026	0.012	0.022	0.019	0.011	0.017	0.025	0.017	0.013	
0.80										
$C_{a.wm}$	0.056	0.026	0.034	0.039	0.032	0.045	0.045	0.032	0.029	
$C_{b.wm}$	0.023	0.011	0.020	0.016	0.009	0.015	0.022	0.015	0.010	
0.75										
$C_{a.wm}$	0.061	0.028	0.040	0.043	0.033	0.048	0.051	0.036	0.031	
$C_{b.wm}$	0.019	0.009	0.018	0.013	0.007	0.012	0.020	0.013	0.007	
0.70										
$C_{a.wm}$	0.068	0.030	0.046	0.046	0.035	0.051	0.058	0.040	0.033	
$C_{b.wm}$	0.016	0.007	0.016	0.011	0.005	0.009	0.017	0.011	0.006	
0.65										
$C_{a.wm}$	0.074	0.032	0.054	0.050	0.036	0.054	0.065	0.044	0.034	
$C_{b.wm}$	0.013	0.006	0.014	0.009	0.004	0.007	0.014	0.009	0.005	
0.60										
$C_{a.wm}$	0.081	0.034	0.062	0.053	0.037	0.056	0.073	0.048	0.036	
$C_{b.wm}$	0.010	0.004	0.011	0.007	0.003	0.006	0.012	0.007	0.004	
0.55										
$C_{a.wm}$	0.088	0.035	0.071	0.056	0.038	0.058	0.081	0.052	0.037	
$C_{b.wm}$	0.008	0.003	0.009	0.005	0.002	0.004	0.009	0.005	0.003	
0.50										
$C_{a.wm}$	0.095	0.037	0.080	0.059	0.039	0.061	0.089	0.056	0.038	
$C_{b.wm}$	0.006	0.002	0.007	0.004	0.001	0.003	0.007	0.004	0.002	

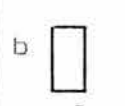
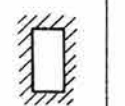
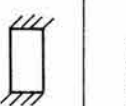


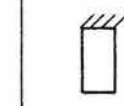
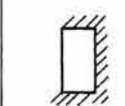
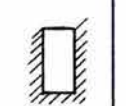

Un borde achurado indica que la losa continúa a través ó está empotrada en aquel apoyo, un borde sin marca indica que el apoyo tiene resistencia a la torsión despreciable.

Tabla 2.3.T3. Coef. para Momentos Positivos por carga viva en Losas.

$M_{a, \text{pos.}wv} = C_{a.v} \times w_v \times a^2$ $M_{b, \text{pos.}wv} = C_{b.v} \times w_v \times b^2 \quad (w_v = \text{carga viva, kg/m}^2)$										
Relación $m = \frac{a}{b}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9	
1.00	Ca.wv Cb.wv	0.036 0.036	0.027 0.027	0.027 0.032	0.032 0.032	0.032 0.027	0.035 0.032	0.032 0.035	0.028 0.030	0.030 0.028
0.95	Ca.wv Cb.wv	0.040 0.033	0.030 0.025	0.031 0.029	0.035 0.029	0.034 0.024	0.038 0.029	0.036 0.032	0.031 0.027	0.032 0.025
0.90	Ca.wv Cb.wv	0.045 0.029	0.034 0.022	0.035 0.027	0.039 0.026	0.037 0.021	0.042 0.025	0.040 0.029	0.035 0.024	0.036 0.022
0.85	Ca.wv Cb.wv	0.050 0.026	0.037 0.019	0.040 0.024	0.043 0.023	0.041 0.019	0.046 0.022	0.045 0.026	0.040 0.022	0.039 0.020
0.80	Ca.wv Cb.wv	0.056 0.023	0.041 0.017	0.045 0.022	0.048 0.020	0.044 0.016	0.051 0.019	0.051 0.023	0.044 0.019	0.042 0.017
0.75	Ca.wv Cb.wv	0.061 0.019	0.045 0.014	0.051 0.019	0.052 0.016	0.047 0.013	0.055 0.016	0.056 0.020	0.049 0.016	0.046 0.013
0.70	Ca.wv Cb.wv	0.068 0.016	0.040 0.012	0.057 0.016	0.057 0.014	0.051 0.011	0.060 0.013	0.063 0.017	0.054 0.014	0.050 0.011
0.65	Ca.wv Cb.wv	0.074 0.013	0.053 0.010	0.064 0.014	0.062 0.011	0.055 0.009	0.064 0.010	0.070 0.014	0.059 0.011	0.054 0.009
0.60	Ca.wv Cb.wv	0.081 0.010	0.058 0.007	0.071 0.011	0.067 0.009	0.059 0.007	0.068 0.008	0.077 0.011	0.065 0.009	0.059 0.007
0.55	Ca.wv Cb.wv	0.088 0.008	0.063 0.006	0.080 0.009	0.072 0.007	0.063 0.005	0.073 0.006	0.085 0.009	0.070 0.007	0.063 0.006
0.50	Ca.wv Cb.wv	0.095 0.006	0.066 0.004	0.088 0.007	0.077 0.005	0.067 0.004	0.078 0.005	0.092 0.007	0.076 0.005	0.067 0.004

Un borde achurado indica que la losa continúa a través ó está empotrada en aquel apoyo ; un borde sin marca indica que el apoyo tiene resistencia a la torsión despreciable.

Tabla 2.3.14. Relación de la Carga W en las direcciones La y Lb para el cortante en la losa y la carga en los apoyos.

Relación $m = \frac{a}{b}$	Caso 1 	Caso 2 	Caso 3 	Caso 4 	Caso 5 	Caso 6 	Caso 7 	Caso 8 	Caso 9 
1.00 Wa Wb	0.50 0.50	0.50 0.50	0.17 0.83	0.50 0.50	0.83 0.17	0.71 0.29	0.29 0.71	0.33 0.67	0.67 0.33
0.95 Wa Wb	0.55 0.45	0.55 0.45	0.20 0.80	0.55 0.45	0.86 0.14	0.75 0.25	0.33 0.67	0.38 0.62	0.71 0.29
0.90 Wa Wb	0.60 0.40	0.60 0.40	0.23 0.77	0.60 0.40	0.88 0.12	0.79 0.21	0.38 0.62	0.43 0.57	0.75 0.25
0.85 Wa Wb	0.66 0.34	0.66 0.34	0.28 0.72	0.66 0.34	0.90 0.10	0.83 0.17	0.43 0.57	0.49 0.51	0.79 0.21
0.80 Wa Wb	0.71 0.29	0.71 0.29	0.33 0.67	0.71 0.29	0.92 0.08	0.86 0.14	0.49 0.51	0.55 0.45	0.83 0.17
0.75 Wa Wb	0.76 0.24	0.76 0.24	0.39 0.61	0.76 0.24	0.94 0.06	0.88 0.12	0.56 0.44	0.61 0.39	0.86 0.14
0.70 Wa Wb	0.81 0.19	0.81 0.19	0.45 0.55	0.81 0.19	0.95 0.05	0.91 0.09	0.62 0.38	0.68 0.32	0.89 0.11
0.65 Wa Wb	0.85 0.15	0.85 0.15	0.53 0.47	0.85 0.15	0.96 0.04	0.93 0.07	0.69 0.31	0.74 0.26	0.92 0.08
0.60 Wa Wb	0.89 0.11	0.89 0.11	0.61 0.39	0.89 0.11	0.97 0.03	0.95 0.05	0.76 0.24	0.80 0.20	0.94 0.06
0.55 Wa Wb	0.92 0.08	0.92 0.08	0.69 0.31	0.92 0.08	0.98 0.02	0.96 0.04	0.81 0.19	0.85 0.15	0.95 0.05
0.50 Wa Wb	0.94 0.06	0.94 0.06	0.76 0.24	0.94 0.06	0.99 0.01	0.97 0.03	0.86 0.14	0.89 0.11	0.97 0.03

Un borde achurado indica que la losa continúa a través ó está empotrada en aquel apoyo , un borde sin marca indica que el apoyo tiene resistencia a la torsión despreciable.

El momento se calcula para esta carga total. Lógicamente, se aplican los mismos coeficientes para calcular los momentos máximos negativos debidos sólo a la carga muerta, o sólo a la carga viva, suponiendo que actúan en ambos paneles adyacentes.

El método estipula que los momentos negativos en los bordes discontinuos deben de suponerse igual a 1/3 de los momentos positivos en la misma dirección. Se debe de diseñar para tales momentos debido al cierto grado de restricción que proporcionan los bordes discontinuos, mediante la rigidez torsional de la trabe, o mediante el muro de apoyo.

Para los momentos positivos, si existiera, habrá muy pequeña rotación de los bordes continuos cuando solo actúa la carga muerta, debido a que las cargas en paneles adyacentes tienden a producir rotaciones opuestas que se cancelan o casi cancelan.

Por lo tanto, para esta condición los bordes continuos pueden considerarse empotrados y los coeficientes apropiados para momentos positivos por carga muerta se presentan en la tabla 2.3.T2. Por otro lado, los máximos momentos por carga viva se obtienen cuando la carga viva se coloca solo en el panel en particular y no en ninguno de los adyacentes. En este caso ocurrirá alguna rotación en todos los bordes continuos.

A manera de aproximación se supone que existe el 50 % de restricción para el cálculo de los momentos por cargas vivas, y los coeficientes correspondientes son los de la tabla 2.3.T3. Finalmente para el cálculo del cortante en la losa y las cargas sobre las vigas de apoyo, la tabla 2.3.T4 presenta las fracciones de la carga total w que son transmitidos en cada una de las dos direcciones.

2.3.3. Deflexión de las losas perimetralmente apoyadas con refuerzo en dos direcciones.

Las losas apoyadas en sus bordes son típicamente delgadas en relación con sus claros, y cuando son cargadas, pueden presentar deflexiones excesivamente grandes, aun cuando sean satisfactorias en todos los otros aspectos. Al inicio del diseño, se debe seleccionar un peralte tentativo para la losa tal que sea poco probable la necesidad de revisar posteriormente las restricciones de las deflexiones.

Suponiendo que la losa ha sido diseñada para un estado balanceado bajo la acción combinada del preesfuerzo más toda la carga muerta, se puede hallar la deflexión para cualquier otro estado de carga dentro del rango de servicio, considerando solo la carga adicional por encima del estado de carga balanceada. Las losas preesforzadas apoyadas en sus bordes (fig. 2.5) están en su mayoría sin agrietar para o por debajo del estado de carga de servicio, y pueden emplearse las propiedades de la sección transversal total de concreto en los cálculos sin incurrir en serio error.

En los casos prácticos los métodos clásicos para el cálculo de deflexiones son de uso muy limitado, debido generalmente a que los bordes de los paneles, no son ni completamente empotrados ni perfectamente articulados, sino que tienen algún grado intermedio de fijación el cual depende de la carga y de las condiciones de los claros en los paneles adyacentes, y de la restricción torsional proporcionada por la viga de borde o muros de apoyo. Sin embargo, se pueden calcular las deflexiones basándose en los coeficientes para el cálculo de los momentos producidos por las cargas desbalanceadas, los cuales incluyen el reconocimiento de tales efectos.

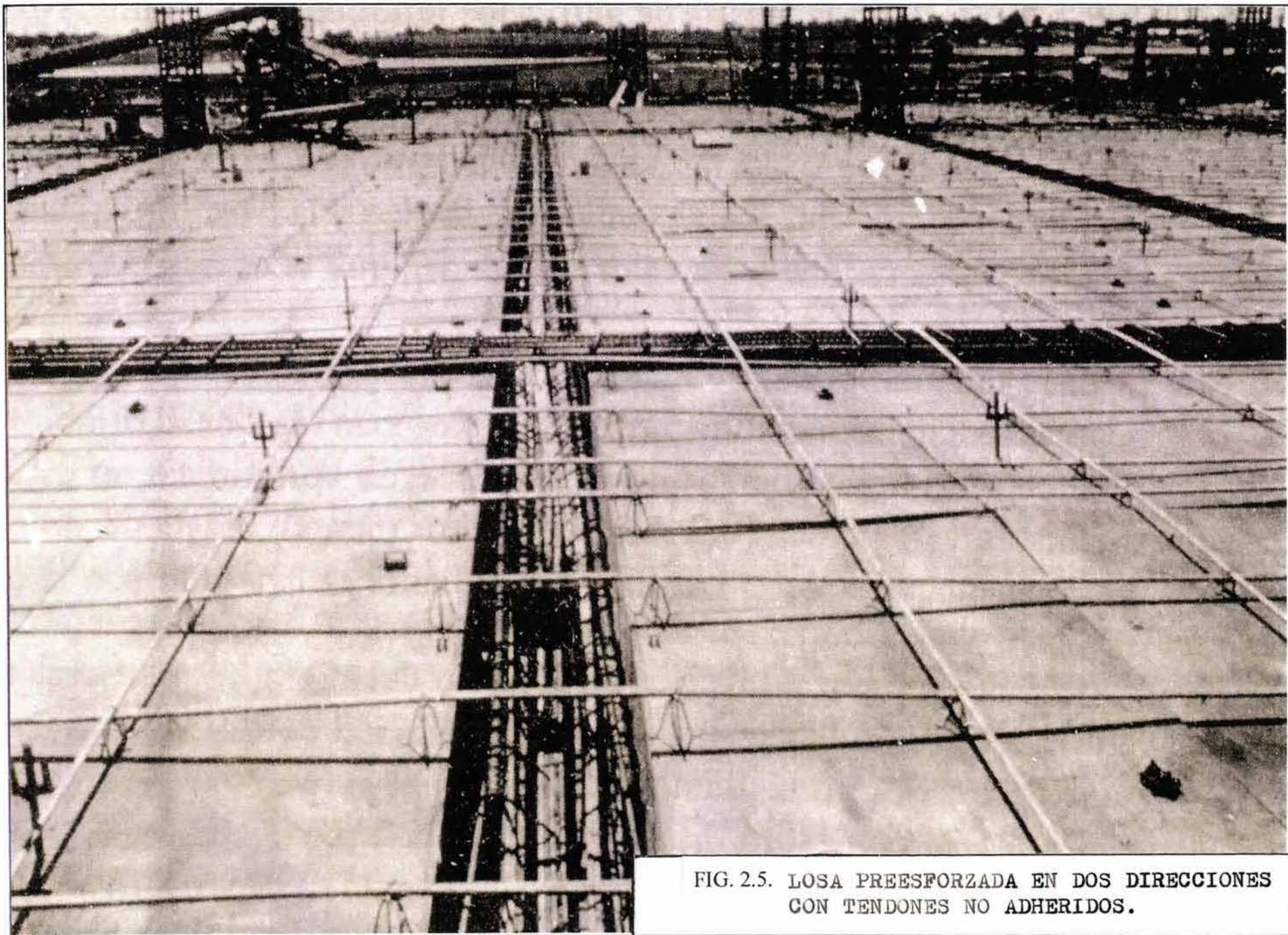


FIG. 2.5. LOSA PREESFORZADA EN DOS DIRECCIONES
CON TENDONES NO ADHERIDOS.

Los coeficientes del método se usan para hallar los valores máximos de los momentos positivos y negativos en las secciones críticas de las losas. Los coeficientes de las tablas 2.3.T1 a 2.3.T3 se han establecido considerando la posibilidad de que las cargas actúen en paneles alternados o según otros arreglos. En consecuencia, en los cálculos de deflexiones sería incorrecto suponer que aquellos momentos puedan actuar simultáneamente en las secciones críticas positivas y negativas.

Debido a que la máxima deflexión al centro de un panel de losa se obtendrá normalmente cuando la carga viva actúa en dicho panel, y no en los paneles adyacentes, el cálculo de las deflexiones se debe basar en los máximos momentos positivos calculados con los coeficientes de la tabla 2.3.T3 junto con los momentos negativos de los apoyos que sean estáticamente consistente. Esto se ilustra considerando la franja central de ancho unitario en la dirección larga de un panel, según se muestra en la fig. 2.6a.

La variación del momento para la carga uniformemente distribuida es parabólica, y por estática, la suma del momento positivo y del promedio de los dos momentos negativos debe ser igual a:

$$M = \frac{w L^2}{8}$$

donde w es la fracción de la carga transmitida en la dirección larga del panel. Si se tuvieran apoyos totalmente rígidos, los momentos negativos serían :

$$M_n = \frac{w L^2}{12}$$

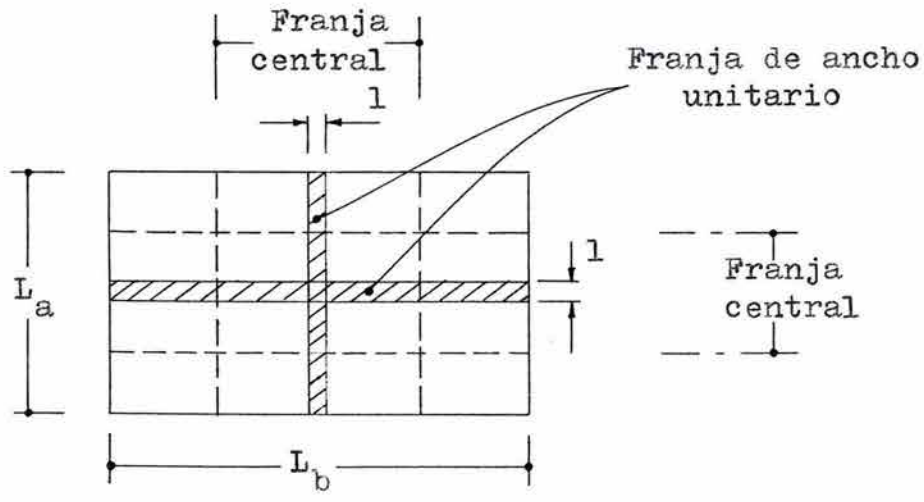
$2/3 M$, y el momento positivo sería:

$$M_p = \frac{w L^2}{24}$$

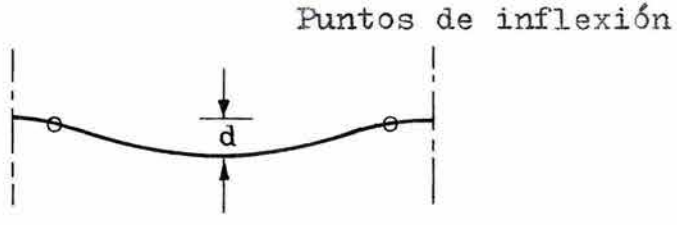
o sea $1/3 M$. Pero se ha señalado anteriormente que los coeficientes para los máximos momentos positivos se derivaron suponiendo que no existiría una rigidez del 100 % en los apoyos, sino solo del 50 %. De acuerdo con esto, la línea base de momentos asociada con el momento máximo positivo $M_{máx}$ es tal como se muestra en la fig. 2.6c, y los momentos negativos en los apoyos estáticamente consistentes son $M_{máx}/2$.

Así los cálculos de la deflexión se basan en una curva parabólica de momentos, con una ordenada máxima en el centro del claro, y los momentos extremos iguales a la mitad de aquel máximo.

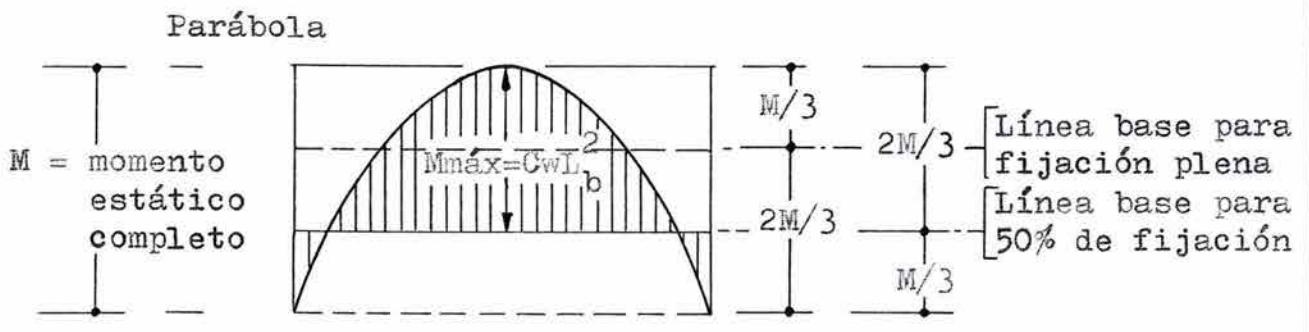
La deflexión al centro del claro de la franja de la losa mostrada en la fig. 2.6b se puede hallar fácilmente empleando el diagrama de momentos de la fig. 2.6c juntamente con los principios del área de momentos.



(a) Panel interior de losa.



(b) Curva elástica de la franja unitaria.



(c) Diagrama para el máximo momento positivo.

FIG. 2.6. BASES PARA EL ANALISIS DE DEFLEXIONES EN LOSAS CON REFUERZO EN DOS DIRECCIONES PERIMETRALMENTE APOYADAS.

Para la losa mostrada, con todos los bordes continuos:

$$d = \frac{3}{32} \frac{M_{\text{máx}} L^2}{E_c I_c}$$

donde $M_{\text{máx}}$ es el momento positivo por carga viva obtenido empleando los coeficientes de la tabla 2.3.T3, considerados para la dirección analizada.

E_c es el módulo de elasticidad del concreto, e I_c es el momento de inercia de la sección transversal de concreto de ancho unitario supuesta sin agrietar.

Si se realiza el cálculo en cada dirección, las deflexiones resultantes deben ser las mismas, aun cuando en general se obtendrán pequeñas diferencias debido a la naturaleza aproximada del cálculo de los momentos. Un procedimiento razonable consiste en promediar los resultados del cálculo de la deflexión en cada dirección.

Para el caso de paneles con uno o ambos bordes discontinuos se pueden derivar fácilmente ecuaciones similares. Por ejemplo para el caso especial en que todos los bordes se encuentran libres completamente de restricción, como por ejemplo ocurriría al estar la losa apoyada en muros de mampostería, la deflexión en el centro del claro es

$$d = \frac{5}{48} \frac{M_{\text{máx}} L^2}{E_c I_c}$$

Si la losa se encuentra apoyada en traveses de borde para las cuales la deflexión es significativa, la deflexión al centro del claro de las traveses en el lado corto del panel de la losa se puede agregar a la deflexión central de una franja unitaria de losa en la dirección larga, para obtener la deflexión total al centro del panel. Debería obtenerse aproximadamente el mismo resultado sumando la deflexión del claro corto de la losa a la deflexión de la viga en el claro largo.

Las deflexiones calculadas mediante las ecuaciones descritas son las deflexiones elásticas iniciales, que resultan inmediatamente después de la aplicación de las cargas de corta duración. Como los efectos sostenidos del preesfuerzo y la carga muerta han sido tomados en cuenta por separado mediante el balanceo de cargas, por lo general solo se requiere la deflexión de corta duración asociada con la carga viva. Sin embargo, si toda o parte de la carga adicional es de naturaleza sostenida, se debe estimar la deflexión adicional de larga duración multiplicando la deflexión inmediata producida por la carga sostenida por un factor apropiado que considere los efectos dependientes del tiempo. A menudo se ha empleado un valor de 2.5, aun cuando en algunos casos este puede no ser conservador.

Por otra parte, la vibración en las estructuras puede en algunos casos llegar a ser molesta, este es el caso cuando la frecuencia en el paso del hombre coincide con la frecuencia del entrepiso percibiéndose vibraciones. La vibración del entrepiso depende de su masa, su rigidez y su amortiguamiento.

El diseño del sistema de piso debe realizarse tomando en cuenta estos factores sea de concreto reforzado, acero o de concreto preesforzado.

Los elementos de concreto preesforzado tienen en general suficiente masa y amortiguamiento para evitar las vibraciones molestas, debe entonces cuidarse el aspecto de su rigidez, evitando los elementos demasiado esbeltos. Una regla sería utilizar peraltes no menores a $L/35$.

A continuación se presentan otras de las sugerencias para la relación claro/peralte usadas en el diseño de elementos de concreto preesforzado por postensado.

Tipo de estructura	Relación L/h
Losa de una dirección (un claro)	22-28
Losa de una dirección (claros continuos)	30-35
Losa de cantiliver	16
Losa de dos direcciones (claro promedio)	45-48
Losa en dos direcciones con ábaco (ábaco mínimo $L/6$ en cada dirección)	48-52
Losa de dos direcciones con trabes en dos direcciones	55
Losa nervada (retícula de 5×5)	35
Trabes, b aproximadamente igual a $h/3$	20
Trabes, b aproximadamente igual a $3h$	30

* Estos valores son apropiados para elementos cuya carga viva es menor que la carga muerta.

2.3.4. Resistencia máxima de las losas con refuerzo en dos direcciones.

Para las losas, al igual que para otros miembros preesforzados, el mantener los esfuerzos dentro de los límites aceptables en los estados descargado y de carga de servicio no garantiza un grado de seguridad adecuado contra el colapso. Se deberá siempre determinar la resistencia última de las losas para el estado de sobrecarga. La resistencia al cortante en las losas apoyadas en sus bordes generalmente no es crítico, aun cuando la capacidad al cortante de las franjas unitarias se puede revisar usando las ecuaciones ordinarias, y compararla con la resistencia requerida al cortante, basándose en los coeficientes de la tabla 2.3.T4. Es más probable que sea la resistencia última a la flexión la que rija el diseño de losas.

Se ha propuesto el uso de la teoría de las líneas de fluencia del análisis por carga última para el diseño de las losas de concreto preesforzadas. Siendo esta básicamente una versión bidimensional del análisis al límite, tal como a veces se usa en trabes y marcos, la teoría de las líneas de fluencia asume la formación de un número suficiente de articulaciones plásticas según un arreglo tal que se forme un mecanismo, el cual conduce al colapso de la losa. La formación de tales articulaciones o líneas de fluencia, viene acompañada con una redistribución de momentos de manera que quedan modificadas las relaciones de los momentos elásticos.

Han surgido dudas respecto a la aplicabilidad del análisis al límite aún para el concreto reforzado, sobre la base de que puede no ser disponible la necesaria capacidad de rotación. Las normas permiten al diseñador asumir solamente una modesta cantidad de redistribución de momentos. El acero de preesfuerzo es menos dúctil que las varillas de refuerzo, y los elementos de concreto preesforzado presentan menor rotación en las secciones críticas que los

elementos de concreto reforzado. Mientras que la aplicación de las líneas de falla a las losas preesforzadas constituye una atractiva posibilidad, puede concluirse que todavía no existe una suficiente base experimental para hacerlo.

Se recomienda que los momentos de falla se calculen mediante la aplicación de los factores de carga usuales a los momentos hallados del análisis elástico, o de los coeficientes de las tablas 2.3.T1 a 2.3.T3.

Al investigar la carga última en losas, ya no resulta apropiado superponer los efectos de las cargas, cancelándose el efecto del levante producido por el preesfuerzo con toda o parte de las cargas de la superficie, según se hace en el estado de carga balanceada. Es probable que tanto el concreto como el acero se esfuercen hasta su rango no lineal, invalidando la superposición. La fuerza de preesfuerzo cambia a medida que se sobrecarga la losa, y el incremento generalmente no es uniforme a lo largo de la longitud de los tendones. A medida en que la losa se deflexiona bajo sobrecargas pesadas, la distribución lateral de los momentos a través de las secciones críticas cambia, invalidando aún más el método del balanceo de cargas.

Los momentos últimos resistentes requeridos se deben hallar mediante la aplicación de factores de sobrecarga a la carga muerta total, incluyendo el peso propio de la losa, así como a la carga viva total. Si existiera algún momento secundario debido al preesfuerzo, este debe de ser incluido, usando un factor de carga de 1.0.

Luego se hallan los momentos resistentes proporcionados por las franjas de la losa, usando los métodos que para vigas se han desarrollado, y si fuera necesario se modifica el diseño para obtener la resistencia requerida.

Ejemplo 2.3.1.: Losa con refuerzo en dos direcciones soportada por muros.

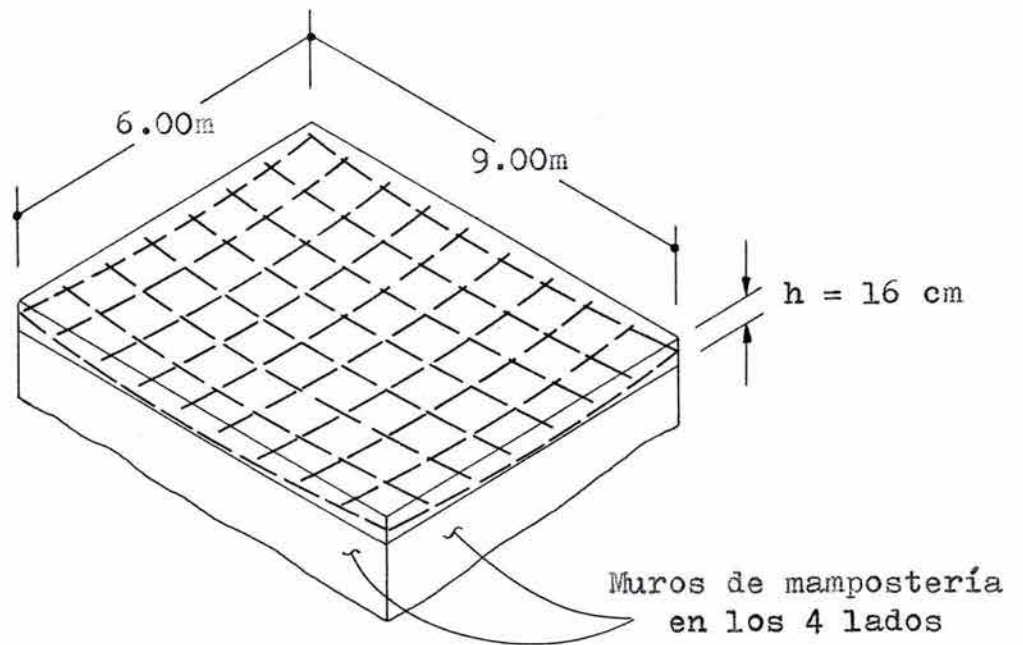
Una losa rectangular mide 6.00 x 9.00 m en planta, está apoyada sobre muros de mampostería en sus cuatro lados, ofreciendo una resistencia despreciable a la rotación. El arreglo general se muestra en la fig. 2.7. La losa debe diseñarse para soportar una carga muerta superpuesta de $w_m = 45 \text{ kg/m}^2$ adicional a su peso propio w_o , y estará sujeta a una carga viva de servicio de $w_v = 250 \text{ kg/m}^2$.

Se usará concreto con resistencia a compresión nominal $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, y $E_c = 14\,000 (15.811) = 221\,360 \text{ kg/cm}^2$. Se usan tendones no adheridos, con torones unitarios postensados, y las pérdidas después del anclaje pueden considerarse como el 15% de la fuerza de preesfuerzo inicial.

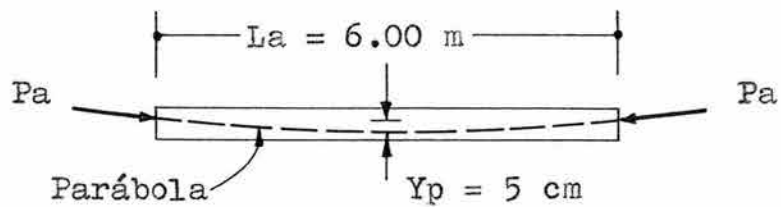
Se selecciona un espesor tentativo para la losa basándose en una relación claro/peralte de 45. La longitud del claro promedio puede ser empleada para este propósito.

$$h = \frac{600 + 900}{2 \times 45} = 16.6 = 16 \text{ cm}$$

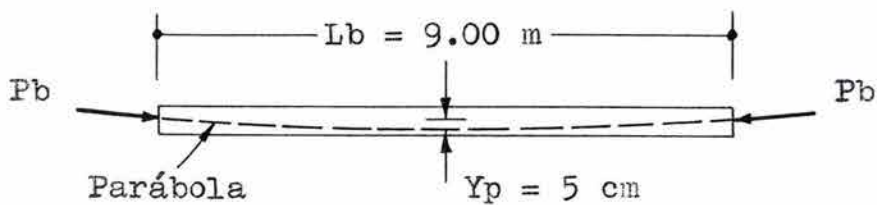
Se iniciar el diseño empleando el método del balanceo de cargas para un estado predeterminado, aunque por supuesto, todos los otros estados significativos deben revisarse.



(a) Vista general de la losa.



(b) Traza del preesfuerzo en el claro corto.



(c) Traza del preesfuerzo en el claro largo.

FIG. 2.7. DISEÑO DE LOSA CON PREEsfuerzo EN DOS DIRECCIONES PERIMETRALMENTE APOYADA.

Para el peralte tentativo de la losa, el peso propio es $w_o = 384 \text{ kg/m}^2$, y la carga muerta sobrepuesta resulta menor a esta. Para elegir la carga total a balancear se seguirá el siguiente criterio:

$$w_{bal} = 0.80 w_o = 0.80 (384) = 307 \text{ kg/m}^2$$

Es económico soportar la mayor parte de la carga en la dirección corta. Sin embargo se usará una compresión mínima de 11 Kg/cm^2 en el concreto en la dirección larga para asegurar que no se presenten grietas en la estructura. Como la carga balanceada es uniformemente distribuida se usan tendones con traza parabólica en ambas direcciones, con excentricidad nula en los bordes apoyados.

Debe observarse que en el centro de cada claro los tendones tendrán excentricidades diferentes debido a la intersección entre ellos. Ante esta circunstancia es posible usar la profundidad promedio entre los dos juegos de tendones ortogonales, para lo cual se supondrá un recubrimiento de concreto de 2 cm y estimando el uso de torones de 0.5" de diámetro, la flecha de la parábola de la traza de preesfuerzo en cada claro es:

$$Y_p = \frac{16}{2} - 2 - 1 = 5 \text{ cm}$$

Para mantener la compresión promedio deseada de -11 kg/cm^2 en la dirección larga de la losa, se requiere una fuerza de preesfuerzo efectivo de:

$$P_b = 11 (16) (100) = 17\,600 \text{ kg / m de ancho de losa.}$$

correspondiendo un valor inicial de $20\,706 \text{ kg/ m de franja}$. Con el perfil parabólico en la dirección larga el preesfuerzo efectivo genera una carga reactiva cuya magnitud es:

$$w_{bal\ b} = \frac{8 P_b Y_p}{L^2} = \frac{8 (17\,600) (0.05)}{(9.00)^2} = 87 \text{ kg/m}^2$$

En consecuencia los tendones en la dirección corta deben de proporcionar un levante de:

$$w_{bal\ a} = 307 - 87 = 220 \text{ kg/m}^2$$

para proporcionar esta carga reactiva en la dirección corta, es necesario una fuerza de preesfuerzo efectivo en esa dirección igual a:

$$P_a = \frac{(w_{bal\ a}) L^2}{8 Y_p} = \frac{220 (6.00)^2}{8 (0.05)} = 19\,800 \text{ kg/m de ancho de losa.}$$

en este caso la fuerza de preesfuerzo inicial es de $23\,294 \text{ kg/m de franja}$.

La fuerza efectiva producirá un esfuerzo de compresión promedio en el concreto en la dirección corta de:

$$\frac{Pa}{bh} = \frac{19\ 800}{100(16)} = 12.38 \text{ kg/cm}^2$$

Para suministrar el preesfuerzo se usarán torones engrasados cubiertos por una vaina continua de PVC, grado 270 K, de 0.5" de diámetro con un área transversal individual $a_p = 0.99 \text{ cm}^2$, que se tensan inicialmente hasta su capacidad límite permitida, 0.70 fpu, por lo que la fuerza inicial que suministra un torón es de:

$$0.70 \times 18900 \times 0.99 = 13\ 100 \text{ kg.}$$

Con estos datos puede determinarse la separación centro a centro de los tendones en cada dirección, así para el sentido corto se tiene:

$$S_a = \frac{13\ 100(100)}{23\ 294} = 56.2 = 55 \text{ cm}$$

y en el sentido largo:

$$S_b = \frac{13\ 100(100)}{17\ 600} = 74.4 = 70 \text{ cm}$$

Adicionalmente a los tendones, se colocará refuerzo en los bordes, donde se ubicaran los anclajes, el cual consiste en dos varillas del número 4 (1/2" de diámetro) colocadas horizontalmente alrededor del perímetro, justamente dentro de las placas de anclaje, para evitar la facturación del concreto.

Ahora se aplica la carga no balanceada del peso propio (77 kg/m^2), la carga muerta sobrepuesta $w_m = 45 \text{ kg/m}^2$ y la carga viva de servicio $w_v = 250 \text{ kg/m}^2$ y se revisan los esfuerzos en el concreto y la deflexión de la losa.

Usando el método presentado anteriormente, para el análisis de cargas desbalanceadas, se tiene una relación de lado corto a lado largo igual a:

$$\frac{L_a}{L_b} = \frac{600}{900} = 0.67$$

que para el caso I de la tabla 2.3.T3, $C_a = 0.072$ y $C_b = 0.014$. Así los momentos positivos actuantes en una franja de 1.00 m, resultantes de la aplicación de la carga sobrepuesta total (no balanceada), en la dirección larga y corta, respectivamente, son:

$$M_a = C_a w L_a^2 = (0.072)(372)(6.00)^2 = 964.23 \text{ kg-m}$$

$$M_b = C_b w L_b^2 = (0.014)(372)(9.00)^2 = 421.85 \text{ kg-m}$$

Los esfuerzos producidos por estos momentos se obtienen para la franja con ancho unitario (100 cm), y se adicionaran a los esfuerzos de compresión provenientes de la fuerza de preesfuerzo efectivo en cada dirección.

El momento de inercia de la franja unitaria es:

$$I_c = \frac{b h^3}{12} = \frac{100 (16)^3}{12} = 34\,133 \text{ cm}^4$$

y su módulo de sección es:

$$S_1 = S_2 = \frac{I_c}{c} = \frac{34\,133}{8} = 4\,267 \text{ cm}^3$$

Los esfuerzos que producen los momentos no equilibrados son entonces:

en el claro corto:

$$f_1 = \frac{M_a}{S_1} = \frac{100 (964.23)}{4\,267} = -22.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = +22.6 \text{ kg/cm}^2$$

y en el claro largo:

$$f_1 = \frac{M_b}{S_1} = \frac{100 (421.85)}{4\,267} = -9.89 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = +9.89 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos totales en el estado final de servicio, cuando actúa la totalidad de las cargas junto con el preesfuerzo efectivo, resultan:

en el claro corto:

$$f_1 = -12.38 - 22.6 = -34.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = -12.38 + 22.6 = +10.22 \text{ kg/cm}^2$$

y en el claro largo:

$$f_1 = -11.0 - 9.89 = -20.89 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = -11.0 + 9.89 = -1.11 \text{ kg/cm}^2$$

Estos esfuerzos indican una condición de inexistencia de agrietamiento en la losa bajo el estado máximo de la carga de servicio, debido a que el esfuerzo de tensión permisible en el concreto bajo condiciones de servicio es 1.6 veces la raíz cuadrada de $f'c$, es decir 25.3 kg/cm^2 , y la compresión máxima se encuentra bastante por debajo del esfuerzo permisible para flexión ($0.45 f'c = 112.5 \text{ kg/cm}^2$).

Se revisará la deflexión al centro del panel para cuando actúa toda la sobrecarga de servicio, no balanceada, considerando la sección total de la franja de ancho unitario, usando la ecuación para el caso de bordes libres sin restricción.

En la dirección corta se tiene:

$$d = \frac{5}{48} \frac{M_{\text{máx}} L^2}{E_c I_c} = \frac{5 (96\ 423) (600)^2}{48 (221\ 360) (34\ 133)} = 0.478 \text{ cm}$$

y en la dirección larga:

$$d = \frac{5}{48} \frac{M_{\text{máx}} L^2}{E_c I_c} = \frac{5 (42\ 185) (900)^2}{48 (221\ 360) (34\ 133)} = 0.471 \text{ cm}$$

Enseguida se determinará la resistencia a la flexión de la losa para confirmar que existe un adecuado factor de seguridad.

Para una franja de 1.00 m en la dirección corta, la resistencia requerida se determina con la aplicación de los factores de sobrecarga a las cargas totales de servicio junto con los coeficientes del método para el análisis de cargas desbalanceadas.

La carga total de servicio es $w_s = 384 + 45 + 250 = 679 \text{ kg/m}^2$, con esta carga el momento para diseño en el claro corto resulta:

$$M_u a = 0.072(1.4 \times 679) (6.00)^2 = 2\ 464 \text{ kg-m / m de ancho de losa}$$

y en la dirección larga:

$$M_u b = 0.014(1.4 \times 679) (9.00)^2 = 1\ 078 \text{ kg-m / m de ancho de losa}$$

En el presente caso el preesfuerzo no produce momentos secundarios, ya que todos los bordes se encuentran simplemente apoyados.

Se halla el momento resistente de la franja usando las cantidades de acero de preesfuerzo en cada dirección, y con las formulas del Código ACI-318 se determina el esfuerzo f_{ps} , del acero de preesfuerzo, cuando la sección alcanza su resistencia de falla.

El área de acero de preesfuerzo por metro de ancho de losa en la dirección corta es:

$$A_p = \frac{100}{55} (0.99) = 1.8 \text{ cm}^2$$

con esto la cuantía del acero de preesfuerzo se determina como:

$$P_p = \frac{A_p}{b d} = \frac{1.8}{100 (5 + 8)} = 0.0014$$

y en el sentido largo:

$$A_p = \frac{100}{70} (0.99) = 1.4 \text{ cm}^2$$

$$P_p = \frac{A_p}{b d} = \frac{1.4}{100 (5 + 8)} = 0.0011$$

La relación claro promedio-peralte es:

$$\frac{0.5 (600 + 900)}{16} = 47$$

por lo que se usará la ecuación del ACI-318 para elementos con cables de preesfuerzo no adheridos con relación claro peralte mayor de 35:

$$f_{ps} = f_{pe} + 700 + \frac{f'_c}{300 P_p}, \text{ en kg/cm}^2$$

pero en esta ecuación, f_{ps} no debe tomarse mayor que:

$f_{py} = 16\,080 \text{ kg/cm}^2$, ni mayor que:

$$f_{pe} + 2\,100 = 11\,260 + 2\,100 = 13\,360 \text{ kg/cm}^2$$

En esta ecuación el porcentaje de preesfuerzo se considera como el promedio de entre los dos claros, $P_p = 0.00125$.

$$f_{ps} = 11\,260 + 700 + \frac{250}{300 (0.00125)} = 12\,626 \text{ kg/cm}^2$$

Con el esfuerzo calculado se puede determinar la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos y consecuentemente la capacidad de la sección.

El esfuerzo de compresión reducido del concreto para diseño es

$$f''_c = 0.85 (0.80 (250)) = 170 \text{ kg/cm}^2$$

Para el claro corto:

$$a = \frac{A_p f_{ps}}{f'_c b} = \frac{1.8 (12\ 626)}{170 (100)} = \frac{22\ 727}{17\ 000} = 1.34 \text{ cm}$$

$$M_{R a} = F_R A_p f_{ps} \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 (22\ 727) \left(0.13 - \frac{0.0134}{2} \right)$$

$M_{R a} = 2\ 522 \text{ kg-m}$ que es mayor a:

$M_u a = 2\ 464 \text{ kg-m}$

y para el claro largo:

$$a = \frac{A_p f_{ps}}{f'_c b} = \frac{1.4 (12\ 626)}{170 (100)} = \frac{17\ 676}{17\ 000} = 1.04 \text{ cm}$$

$$M_{R b} = F_R A_p f_{ps} \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 (17\ 676) \left(0.13 - \frac{0.0104}{2} \right)$$

$M_{R b} = 1\ 985 \text{ kg-m}$ que es mayor a

$M_u b = 1\ 078 \text{ kg-m}$

La resistencia es adecuada para cada uno de los claros, por lo que no se requiere acero adicional para estos propósitos.

Finalmente, se comparará la resistencia al cortante de la losa con la capacidad requerida. Usando los coeficientes de la tabla 2.3.T4., con la carga total sobre la losa de

$$W = (1.4 \times 679) (6.00) (9.00) = 51\ 333 \text{ kg}$$

la fuerza cortante aplicada a lo largo de un borde largo es:

$$V_u = \frac{0.83 (51\ 333)}{2 (9.00)} = 2\ 367 \text{ kg/m de ancho de losa}$$

y a lo largo del borde corto es:

$$V_u = \frac{0.17 (51\ 333)}{2 (6.00)} = 728 \text{ kg/m de ancho de losa}$$

Las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal señalan que para este tipo de losas, con trabajo en dos direcciones, la resistencia del

concreto a fuerza cortante se supondrá igual a:

$$0.5 F_R b d (f'_c)^{1/2}$$

aplicando esta previsión al ejemplo, se tiene que la capacidad del concreto es:

$$0.5 (0.8) (100) (13) ((0.8)(0.85)(250))^{1/2} = 6779.97 \text{ kg}$$

Claramente resulta que la losa no es crítica al cortante.

Las expresiones presentadas por el Código ACI-318 para cortante tipo viga en este caso resultan más ventajosas para el concreto al determinar su resistencia.

De manera global puede concluirse que el espesor de la losa podría reducirse ligeramente sin causar dificultad significativa en ninguno de los estados límite. Sin embargo, la fuerza de preesfuerzo requerida para balancear la carga especificada se incrementaría como consecuencia de esto.

2.4. Losas planas preesforzadas.

2.4.1. Generalidades.

El sistema de piso conocido como losa plana, en el cual no existen trabes u otros elementos estructurales debajo de la superficie inferior de la losa, se ha usado ampliamente para edificios de oficinas, estructuras industriales, edificios de apartamentos y hospitales. Para tales casos, las cargas no son pesadas y los claros generalmente no son muy largos.

Muchas de las losas planas son coladas in situ. Sin embargo, muchas estructuras de este tipo se han construido usando la técnica de las losas levantadas, mediante la cual las losas de los pisos se cuelan al nivel del suelo, y luego se izan hasta su posición final mediante barras de izaje conectadas con gatos a las partes superiores de las columnas. Esta forma de construcción se ilustra en la fig. 2.8.

2.4.2. Comportamiento.

El comportamiento de una losa plana se puede comprender refiriéndose a la fig. 2.9, la cual muestra un panel interior típico de losa, junto a porciones de los paneles adyacentes. En tanto que en las losas planas no existen trabes en los ejes de columnas para proporcionar apoyos en los bordes a los paneles, las franjas de losa centradas con los ejes de columnas en cada dirección cumplen con el mismo propósito de estas trabes faltantes.

Una carga aplicada en el área central, que se muestra sombreada en la fig. 2.9, es distribuida entre las franjas de la losa con claros en las direcciones corta y larga del panel. La división de la carga entre las franjas de las direcciones corta y larga dependen de la relación entre los claros y de las condiciones de borde, al igual que en las losas apoyadas en sus bordes. Cada una de las franjas de la losa lleva su porción de carga a las franjas de columnas de la losa, las que se muestran sombreadas, que actúan a manera de trabes de borde para el panel aun cuando su espesor no es mayor que el de la parte central de la losa.

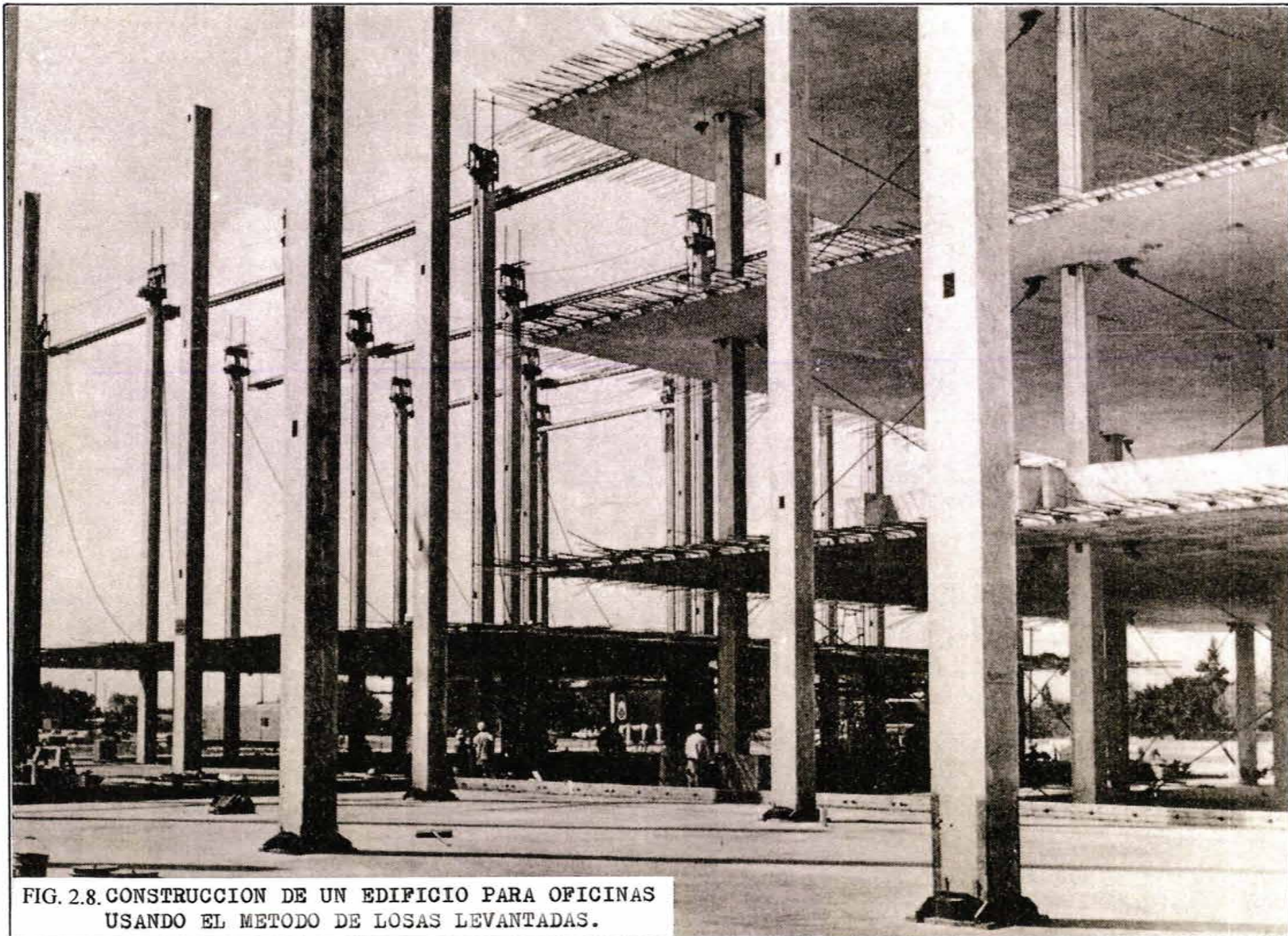


FIG. 2.8. CONSTRUCCION DE UN EDIFICIO PARA OFICINAS
USANDO EL METODO DE LOSAS LEVANTADAS.

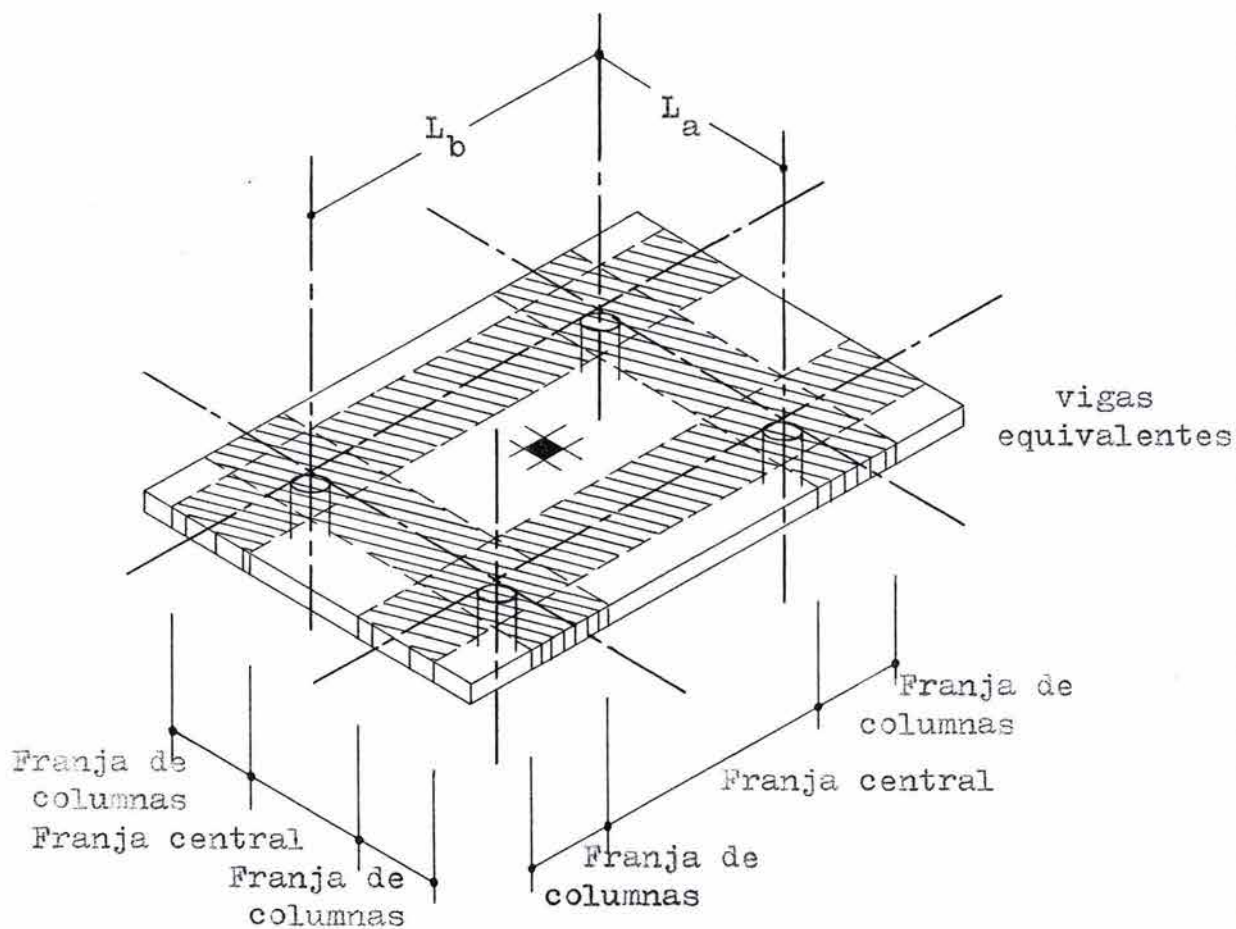


FIG. 2.9. SISTEMA DE PISO DE LOSA PLANA CON REFUERZO EN DOS DIRECCIONES INDICANDO LAS VIGAS EQUIVALENTES.

Nótese que la porción de la carga que es soportada por la franja central en la dirección larga es transmitida a las franjas de columnas con claro en la dirección corta del panel. Esta porción de la carga total, más aquella soportada directamente por la franja central en la dirección corta, totaliza el 100 % de la carga total aplicada al panel. Similarmente las franjas centrales en la dirección corta transmiten una parte de la carga a las franjas de columna de la dirección larga. Esta carga, más aquella soportada directamente por las franjas centrales en la dirección larga, incluyen el 100 % de la carga aplicada. Es claramente un requerimiento de la estática que, para las losas apoyadas sobre columnas, debe de tomarse en cuenta el 100 % de la carga aplicada en cada dirección, en forma conjunta por las franjas de columnas y las franjas centrales.

Esta conclusión no contradice lo previsto para losas en dos direcciones perimetralmente apoyadas, donde se señala que se puede asignar de manera mas o menos arbitraria la carga aplicada a las franjas de la losa en cada dirección, para aquella consideración no se tomaron en cuenta las cargas sobre las traveses de borde.

La fig. 2.10a muestra una losa plana de piso apoyada en las columnas a, b, c, y d, y soportando una carga w por unidad de área superficial. La fig. 2.10b indica el diagrama de momento para la dirección del claro L_1 . En esta dirección la losa puede considerarse como una amplia viga plana con ancho L_2 . Consecuentemente, la carga por unidad de longitud del claro L_1 es $w L_2$.

En cualquier claro de una viga continua, la suma del momento positivo en el centro del claro y el promedio de los momentos negativos en los apoyos adyacentes es igual al momento en el centro del claro de una viga correspondiente simplemente apoyada. En términos de la losa, este requerimiento de la estática se puede escribir como:

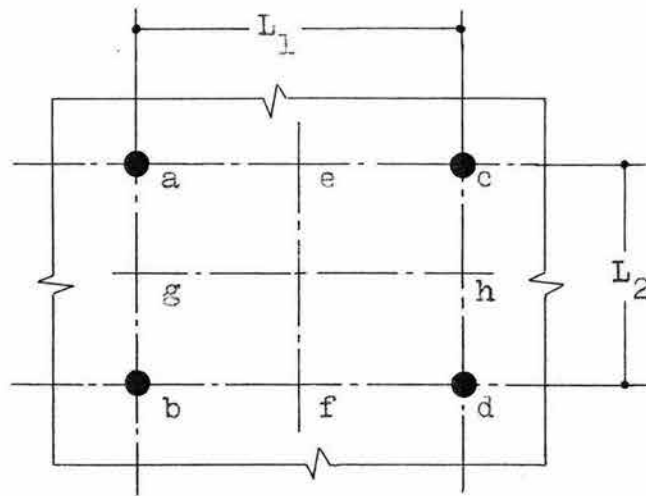
$$\frac{(M_{ab} + M_{cd})}{2} + M_{ef} = \frac{(w L_2) L_1^2}{8}$$

Existe un requerimiento similar en la dirección perpendicular, lo cual conduce a:

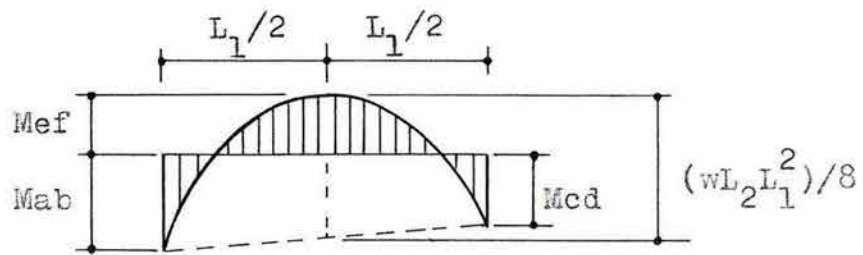
$$\frac{(M_{ac} + M_{bd})}{2} + M_{gh} = \frac{(w L_1) L_2^2}{8}$$

Estas expresiones no descubren nada respecto a las magnitudes relativas de los momento de apoyo y de los del claro. La proporción del momento total estático que se halla asociado con cada sección crítica debe hallarse mediante un análisis elástico, el cual considere las rigideces relativas y las cargas de todos los paneles en una franja continua de piso, así como las rigideces de las columnas a las que se conecta. En forma relativa, se pueden adoptar métodos empíricos que se han encontrado confiables bajo condiciones restringidas.

Los momentos a través del ancho de las secciones críticas, tales como a través de las líneas a-b o e-f, no son constantes, sino que varían según se muestra cualitativamente en la fig. 2.10c y en la fig. 2.10d. A lo largo de las líneas de eje de columnas, en donde las curvaturas son mayores, los momentos son más grandes, en tanto que a lo largo de la línea del centro del panel, las curvas son más graduales y los correspondientes momentos son menores.

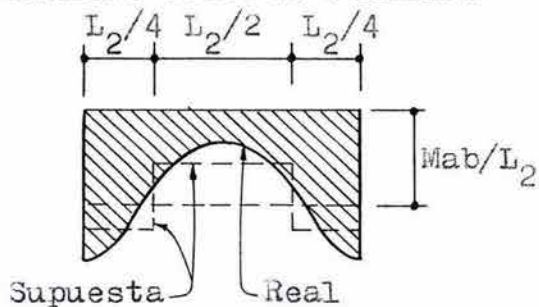


(a) Planta.

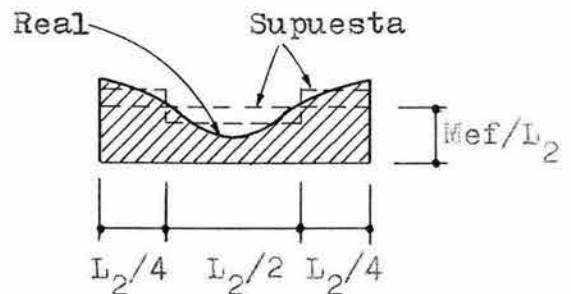


(b) Momentos en la dirección L_1 .

Franja de columnas Franja de columnas
 central central



(c) Variación del momento a través del ancho ab .



Franja de columnas Franja de columnas
 central central

(d) Variación del momento a través del ancho ef .

FIG. 2.10. VARIACION DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN FRANJA DE COLUMNAS Y FRANJA CENTRAL DE LOSAS PLANAS.

Para fines de diseño, es conveniente dividir al panel en cada dirección según se muestra, en franjas de columnas y franjas centrales. Dentro de los límites de cada una se considera al momento constante.

Considerando esta distribución lateral de momentos, resulta claro que la mejor distribución de los tendones es una no uniforme a través del ancho del panel de una losa, en cualquier dirección. De preferencia los cables se espaciaron ampliamente en las franjas centrales, y más cerrados en las franjas de columnas.

Las losas planas de concreto preesforzado son estructuras indeterminadas, y en general, la aplicación de la fuerza de preesfuerzo produce no solamente momentos primarios, sino también momentos secundarios, asociados con las reacciones de apoyo resultantes del preesfuerzo. Este efecto es completamente similar a los momentos secundarios producidos por el preesfuerzo en las vigas estáticamente indeterminadas.

El concepto de carga balanceada es útil en el diseño de losas, tal como lo es para vigas, en el sentido de que se pueden determinar los momentos primarios y secundarios combinados basándose en las cargas transversales equivalentes provenientes de los tendones. Los momentos secundarios se pueden calcular mediante la deducción de los fácilmente determinables momentos primarios de los momentos totales resultante del análisis de la carga equivalente.

El método de diseño del balanceo de cargas, mediante el cual la carga reactiva hacia arriba proveniente del preesfuerzo es cancelada por una carga seleccionada aplicada hacia abajo en la losa, es también de utilidad.

Para aquella carga en especial, suponiendo que la carga aplicada, así como la fuerza de preesfuerzo son de naturaleza sostenida, la losa se encontrar en un estado de compresión uniforme y no se deflexionará ni hacia arriba ni hacia abajo. Si enseguida se incrementa la carga hasta la carga total de servicio, solo se necesita considerar el efecto de la carga adicional por encima de la carga balanceada, y los esfuerzos y las deflexiones para aquella carga adicional deben superponerse a aquellos correspondientes al estado de carga balanceada.

Para el estado de carga última, tal superposición no es válida, y la resistencia de diseño de la losa debe de compararse con la resistencia requerida, hallada mediante la aplicación de los factores usuales de carga a las cargas muertas calculadas y a las cargas vivas de servicio. En este estado, deben de considerarse los momentos secundarios debidos al preesfuerzo, justamente igual que para las vigas continuas, con un factor de 1.0.

2.4.3. Estado de carga balanceada.

El método del balanceo de cargas para diseñar es especialmente útil para cuando se trata de losas planas. Los tendones pueden colocarse de tal manera que una carga especificada, por ejemplo la carga muerta total, pueda cancelarse mediante la carga reactiva equivalente hacia arriba proveniente del preesfuerzo.

Para cada panel por lo general se especifica una parrilla ortogonal de tendones parabólicos, cóncavos hacia arriba. Las curvas de transición, cóncavas hacia abajo, características en cada tendón cuando este pasa sobre los ejes de columnas, al ir de un panel de la losa al siguiente,

producen reacciones hacia abajo que deben ser tomadas por tendones especiales en banda que corren a lo largo de los ejes de las columnas en cada dirección.

El diseño mediante el balanceo de cargas para un sistema de losas planas se puede desarrollar desde dos puntos de vista ligeramente diferentes. El primero proviene del método de análisis de losas con refuerzo en dos direcciones apoyadas en sus bordes, mientras que el segundo trata a la losa como un sistema de vigas amplias y de poco peralte primero en una dirección y luego en la otra.

El primer método se ilustra mediante la losa rectangular de la fig. 2.11 la cual muestra un panel interior típico de una losa plana de piso. La carga uniformemente distribuida a ser balanceada es soportada por una red de tendones en dos direcciones de forma parabólica, espaciados uniformemente a lo largo de cada uno de los lados L_1 o L_2 . Se considera que el panel está apoyado en sus bordes a lo largo de los ejes de columnas, en cada dirección.

La proporción de la carga a ser soportada en una dirección o en la otra es más o menos arbitraria, al igual que también lo es para las losas apoyadas en todos sus bordes. Para el presente ejemplo supóngase que se asigna el 60 % de la carga a la dirección corta L_2 y el 40 % a la dirección larga L_1 . La malla de tendones requerida se muestra en la fig. 2.11a. Se emplean tendones parabólicos, cóncavos hacia arriba, cercanos a la parte superior de la losa en las líneas de columnas y próximos a la parte inferior en el centro del claro.

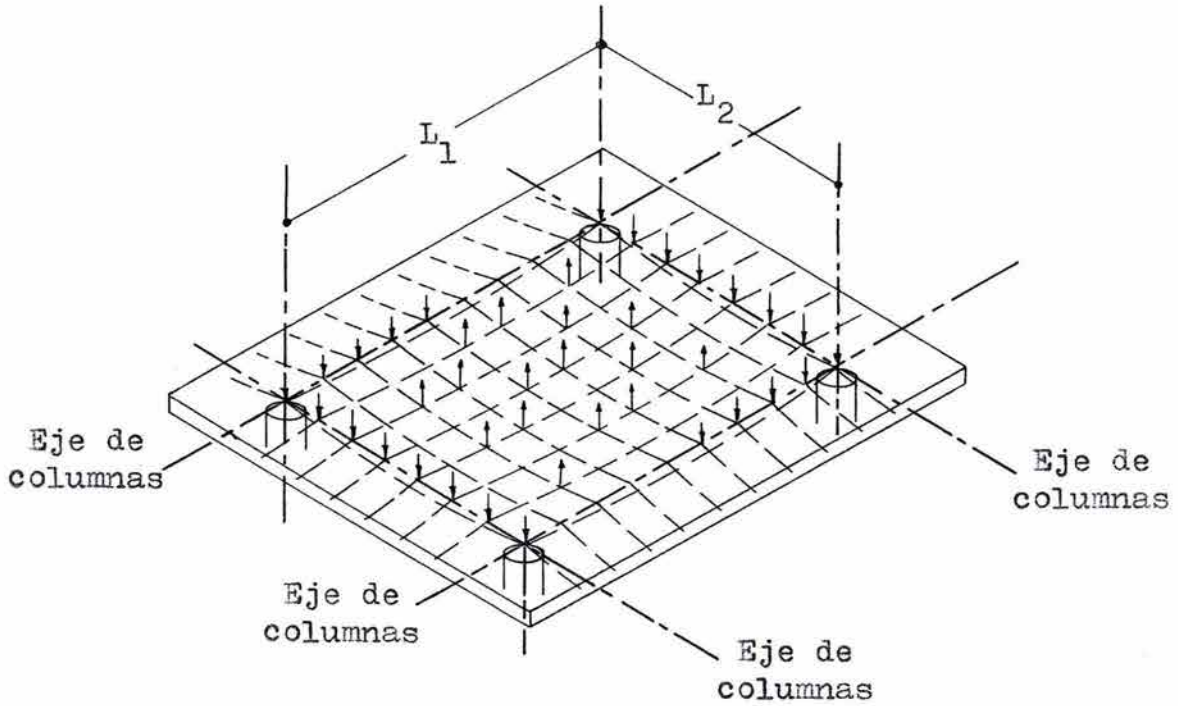
Pero el cambio en la pendiente de los tendones de la red primaria, a medida en que ellos cruzan los ejes de columnas, producen una reacción hacia abajo en las franjas de la losa a lo largo de los ejes de columnas. Se podría obtener una línea real de carga para los tendones doblados abruptamente, pero tal perfil no es práctico. En los casos reales una curva de transición, cóncava hacia abajo, producirá una carga de franja de ancho finito a lo largo de los ejes de columnas.

La carga hacia abajo en las franjas de columnas debe de ser resistida por un segundo juego de tendones, colocado a lo largo de aquellas franjas de columnas, según se muestra en la fig. 2.11b. Si se soporta el 40 % de la carga en la dirección larga de la losa, entonces las 2 franjas de columnas en la dirección corta tomarían aquella carga y la transmitirían a las columnas.

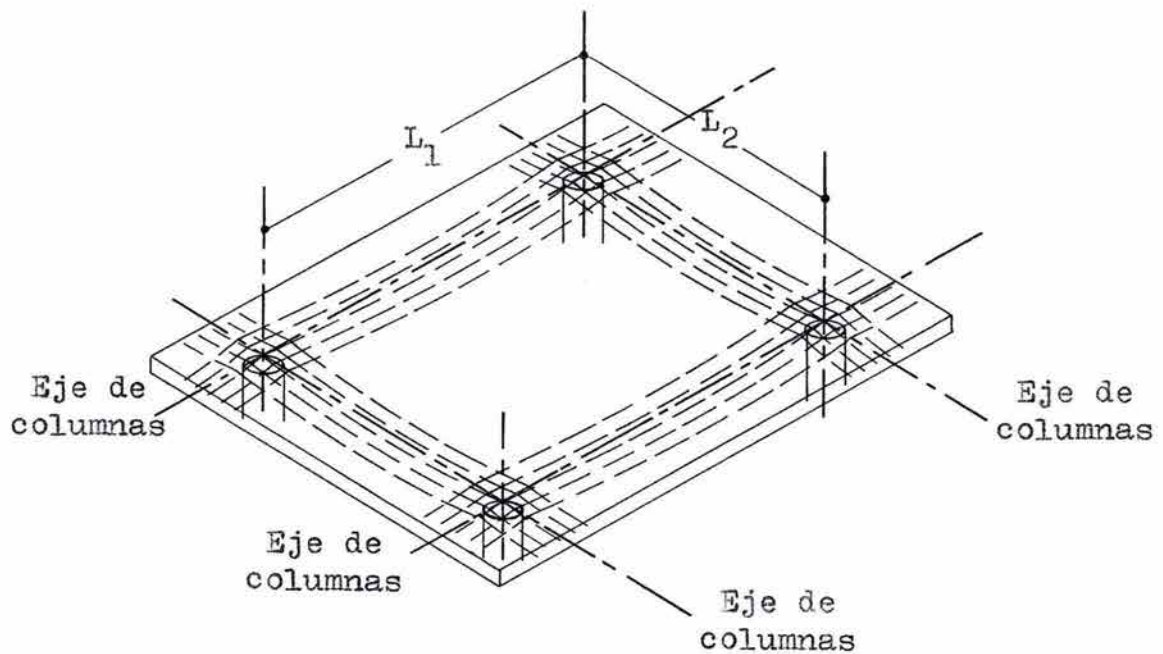
Nótese que el 60 % soportado directamente por el lado corto de la losa, más el 40 % soportado por las franjas de columnas en la dirección corta (20 % en cada una), toman en cuenta el 100 % de la carga, tal como lo exige la estática (es decir, el total de las cargas se soporta al 100% en cada dirección) . En la dirección perpendicular se aplica un análisis similar.

El arreglo final para los tendones se halla superponiendo los arreglos de las figuras 2.11a y 2.11b, resultando un más bien amplio espaciamiento para los tendones en la parte central del panel y una banda concentrada de tendones a lo largo de los ejes de columnas en cada dirección.

El segundo método de análisis trata a la losa como un sistema ortogonal de vigas amplias de poco peralte, cada uno con el ancho total del panel, y emplea directamente el hecho de que el 100 % de la carga a ser balanceada debe de ser soportado en cada una de las dos direcciones perpendiculares. Para los fines de análisis en la dirección L_1 (fig. 2.12a) la losa se considera apoyada continuamente a lo largo de las líneas transversales de columnas ab y cd.



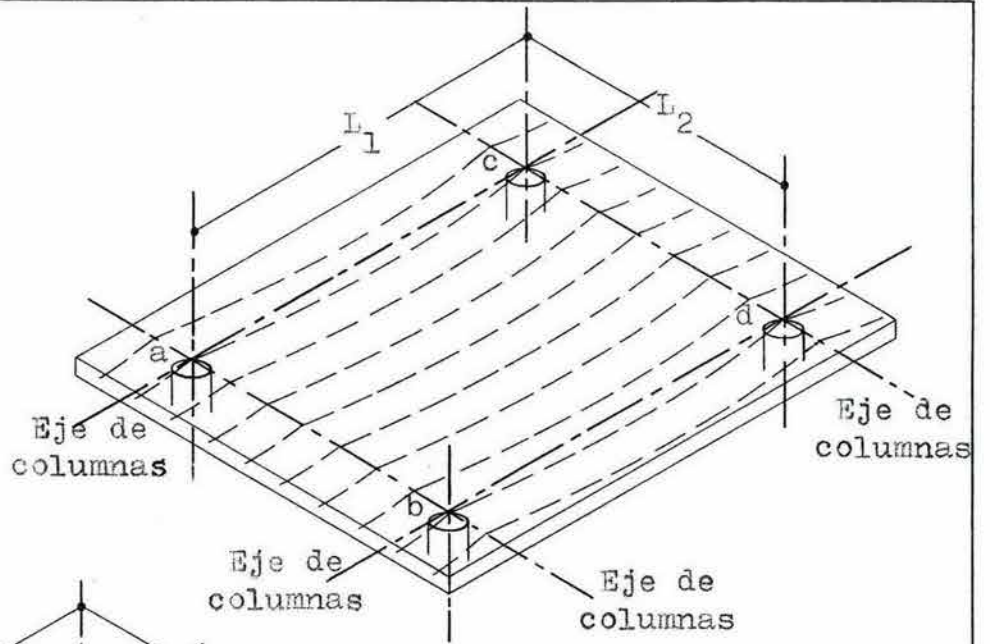
(a) Tendones distribuidos.



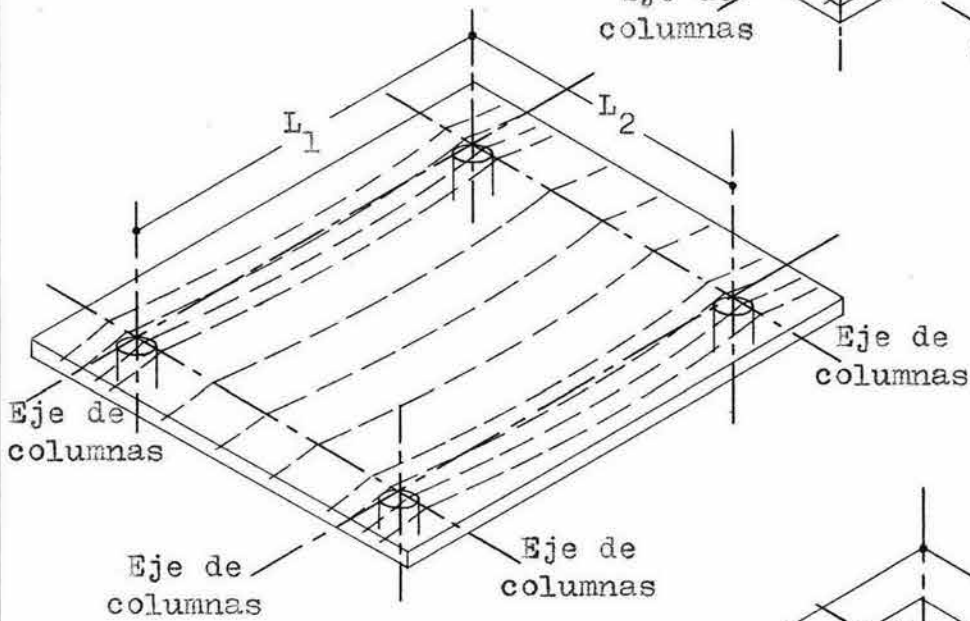
(b) Tendones en banda.

FIG. 2.11. BALANCEO DE CARGA PARA LOSAS PLANAS CON PREESFUERZO EN DOS DIRECCIONES.

(a) Tendones distribuidos uniformemente.



(b) Tendones concentrados en las franjas de columnas.



(c) Sistema de tendones en dos direcciones.

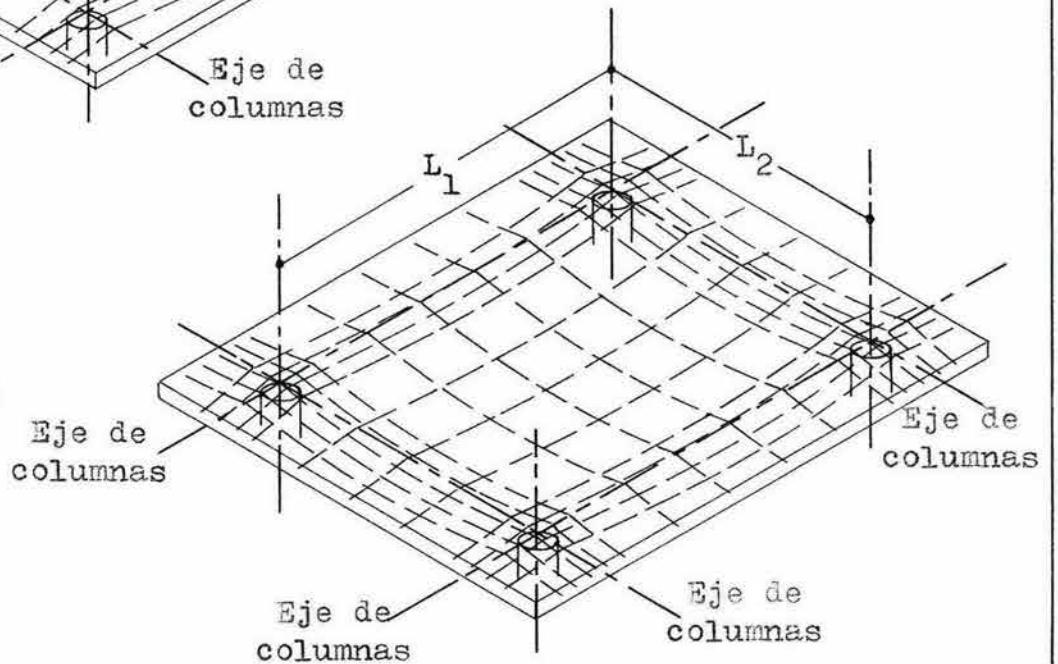


FIG. 2.12. BALANCEO DE CARGA EN LOSA PLANA COMO UN SISTEMA DE VIGA ANCHA.

Para la carga distribuida usual, el diseñador se orientaría hacia el empleo de tendones parabólicos, con una flecha máxima controlada por los requerimientos de recubrimiento en las partes superior e inferior de la losa. Pero es sabido, basándose en la teoría elástica así como en las pruebas, que la distribución lateral de los momentos flectores debidos a la carga aplicada no es uniforme a través del ancho de las secciones críticas, sino que tiende a concentrarse cerca de los ejes de columnas.

De acuerdo con la información disponible se espera que para los claros simples se concentrará en las franjas de columnas entre el 55 y 60 % del momento, mientras que para claros continuos dentro de las franjas de columnas se concentrará entre 65 y 75 %, encontrándose el resto en las franjas centrales en cada caso. Previendo tal distribución cuando la losa se encuentra sujeta a toda la carga viva o a la sobrecarga, el diseñador se orienta a distribuir los tendones de una manera similar. El resultado se indica en la fig. 2.12b. El número total de tendones por panel es el mismo que para la fig. 2.12a, pero se concentra un mayor porcentaje en las bandas a lo largo de los ejes de columnas.

En la dirección L_2 se obtiene una situación similar, siendo el número total de tendones suficiente para equilibrar el 100 % de la carga a ser también balanceada en aquella dirección.

En la fig. 2.12c se muestra la superposición de los tendones en las dos direcciones perpendiculares. Es evidente que los resultados finales son los mismos que aquellos correspondientes al análisis precedente, aun cuando el razonamiento es diferente.

El segundo método es algo más simple de aplicarse en la práctica, y por esto es más generalmente empleado.

Cualquiera que sea el método adoptado, son aplicables los fundamentos del balanceo de cargas. Por lo general la carga seleccionada para ser balanceada es la carga muerta total o en algunos casos la carga muerta total más un pequeño porcentaje de la carga viva, bajo el supuesto de que es sostenida.

Para el estado de la totalidad de la carga viva, los momentos y esfuerzos se hallan superponiendo los correspondientes a la carga adicional al esfuerzo de compresión uniforme que se obtiene para el estado balanceado.

El análisis de momentos para el estado de carga total de servicio, así como para las sobrecargas, se puede basar en el método del marco equivalente.

2.4.4. Método del marco equivalente.

Cuando en las losas planas actúan otras cargas diferentes de la carga balanceada, se tiene como resultado deflexiones provenientes de la porción desbalanceada de carga, asociadas con curvaturas y momentos. Un análisis para tales condiciones es extremadamente complejo, involucrando no solamente las variaciones longitudinales y transversales de los momentos, sino que requiere la consideración de la rigidez torsional, la redistribución de momentos, y otros efectos. Afortunadamente, hay disponibles métodos aproximados. El uso de tales métodos aproximados se justifica plenamente para el cálculo de esfuerzos y deflexiones en losas planas de concreto preesforzado diseñadas mediante el método de balance de cargas, debido a que es solamente la carga adicional la que se necesita considerar, y esta es solo una fracción de la total.

El método aproximado para losas de concreto que es usado más ampliamente es el método del marco equivalente. El método del marco equivalente, a veces conocido como el método de la viga, es bastante general, y puede ser aplicado a losas con refuerzo en dos direcciones apoyadas en vigas sobre los ejes de columnas, a losas planas con paneles deprimidos (ábacos) o con capiteles de columnas o ambos, a losas reticulares con nervaduras en una o dos direcciones, y a losas planas, incluyendo a las losas levantadas.

Mediante el método del marco equivalente, la estructura se divide para fines de análisis en marcos continuos, centrados con los ejes de columnas y extendiéndose tanto longitudinal como transversalmente, según se muestra mediante las franjas sombreadas en la fig. 2.13. Cada marco esta compuesto por una hilera de columnas y una amplia viga continua consistente de la porción de losa limitada por la línea de centro de paneles a cada lado de las columnas. Para cargas verticales, se puede analizar separadamente cada piso con sus columnas, las columnas se suponen empotradas en los pisos superior e inferior. Para cumplir con los requerimientos de la estática, las vigas equivalentes o marcos en cada dirección deben de soportar el 100% de la carga aplicada. Para maximizar el efecto de las cargas vivas, se deben considerar posiciones alternadas de carga, tal como es común en vigas continuas y marcos.

Cuando las columnas son relativamente esbeltas o no se encuentran rígidamente conectadas a la losa (como en las losas levantadas) sus rigideces se pueden desprestigiar y efectuar un análisis de viga continua. Para otros casos es necesario tomar en cuenta la resistencia a la rotación proporcionada por las columnas. La fig. 2.14 muestra la condición de una columna interior con la losa con claro en la dirección L_1 (por notación L_1 es la longitud del claro en la dirección en que se determinan los momentos y L_2 es la longitud del claro transversal). De acuerdo con el método, se debe considerar a la losa plana como apoyada en una franja de losa transversal o viga de ancho b igual a la dimensión de la columna en la dirección del análisis de momentos, y de altura h igual al peralte de la losa. La resistencia rotacional proporcionada por la losa se encuentra influenciada, no solamente por la rigidez torsional de la viga transversal, según se indica mediante las secciones. Con el troqué distribuido m_t , aplicado por la losa, y el troqué resistente M_t , proporcionado por la columna, los extremos exteriores de la franja transversal de losa rotaran en mayor cuantía que la sección central, debido a la deformación por torsión. Para tomar en cuenta esto, la columna real y la franja transversal de losa se reemplazan por una columna equivalente, definida de tal forma que la flexibilidad total (inversa de la rigidez) de la columna equivalente sea la suma de las flexibilidades de la columna real y de la franja de la losa. Así:

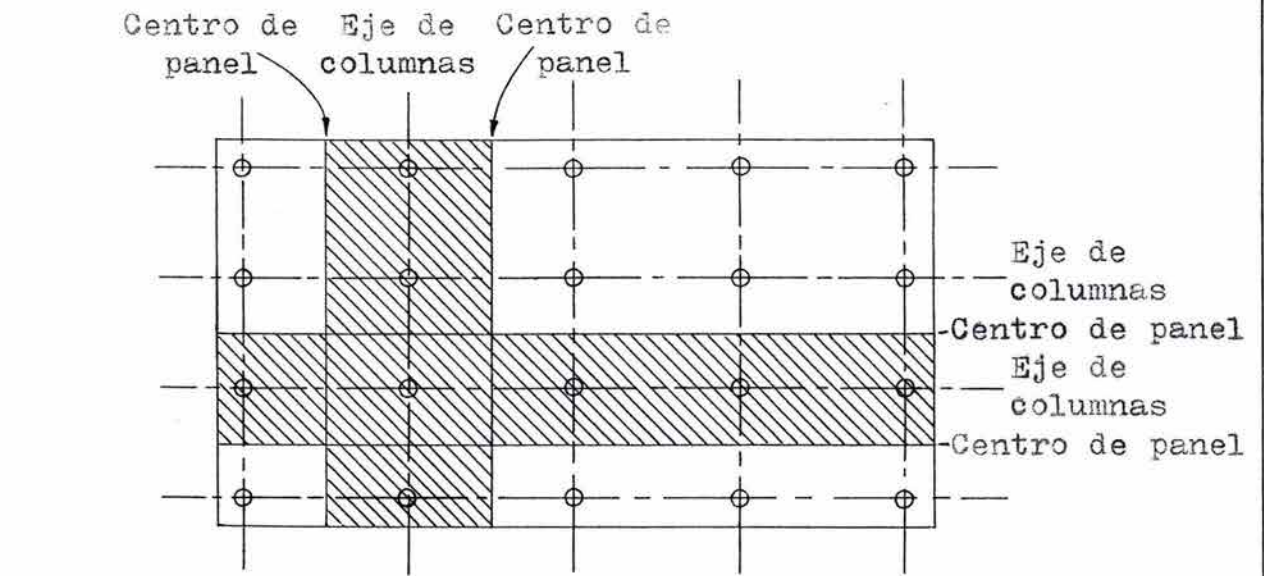
$$\frac{1}{K_{ec}} = \frac{1}{\sum K_c} + \frac{1}{K_t}$$

donde:

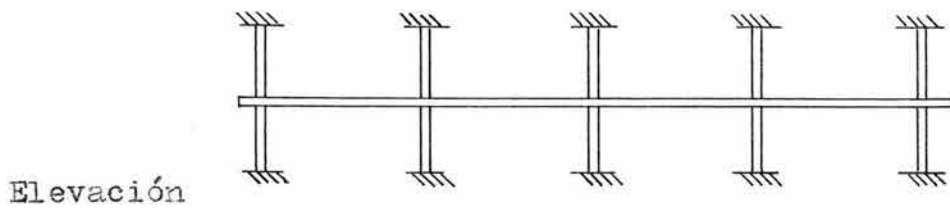
K_{ec} = rigidez a flexión de la columna equivalente.

$\sum K_c$ = sumatoria de la rigidez a flexión de las columnas reales.

K_t = rigidez torsional de la franja transversal de losa.



Planta



Elevación

FIG. 2.13. IDEALIZACION DE LA ESTRUCTURA PARA EL ANALISIS MEDIANTE EL METODO DEL MARCO EQUIVALENTE.

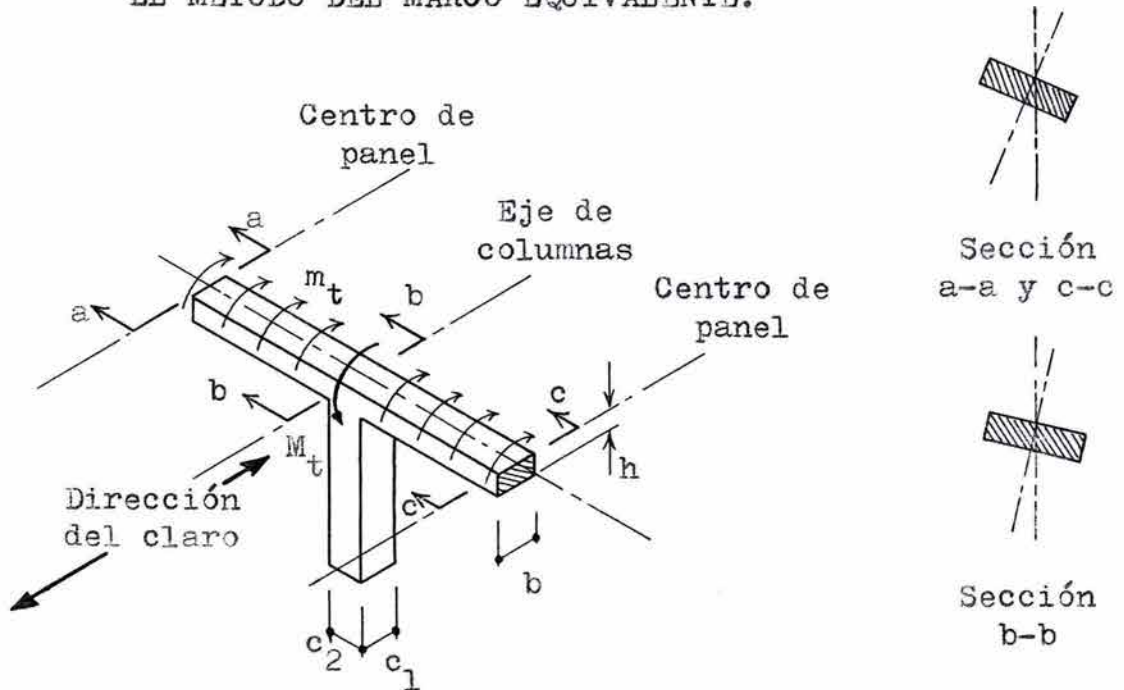


FIG. 2.14. ELEMENTOS DE LA COLUMNA EQUIVALENTE.

Siendo todas expresadas en términos del momento por unidad de rotación. La rigidez a flexión se puede calcular mediante las ecuaciones usuales de la mecánica y para elementos que tengan una sección uniforme es igual a $(4 E I) / L$.

La rigidez torsional de la franja transversal de losa se puede calcular mediante la expresión

$$K_t = \sum \left(\frac{9 E_c C}{L_2 \left(1 - \frac{c_2}{L_2} \right)^3} \right)$$

Donde:

c_2 = dimensión transversal de la columna de acuerdo con lo mostrado en la fig. 10.14.

C = sección transversal constante de la franja transversal de losa.

La sumatoria es aplicable para el caso típico en el cual existen franjas de losa a ambos lados de la columna. La constante C es inherente a la rigidez torsional de la sección transversal efectiva, y para la franja de losa mostrada en la fig. 2.14 es

$$C = \left(1 - 0.63 \frac{x}{y} \right) \frac{x^3 y}{3}$$

donde x y y son, respectivamente, la dimensión menor y mayor de la sección transversal rectangular (representadas por h y b en la fig. 2.14).

Con la rigidez efectiva de la franja de la losa y las columnas halladas mediante este procedimiento, se puede continuar con el análisis del marco equivalente usando cualquier medio conveniente.

Habiendo hallado los momentos totales en las secciones críticas positivas y negativas de análisis de la viga continua o el marco, queda aún la distribución de aquellos momentos a través del ancho de las secciones críticas.

Para este propósito es conveniente dividir el ancho total de la losa en franjas de columnas y franjas centrales tal como se sugirió anteriormente. La franja de columnas se define con un ancho a cada lado de la columna igual a 1/4 de la menor de las dimensiones L_1 o L_2 del panel. La franja central está limitada por dos franjas de columnas. Los momentos en las secciones de flexión positiva y negativa se suponen constantes dentro de los límites de la franja central o de la franja de columna.

Para las losas planas preesforzadas se recomienda la siguiente distribución de momentos en las secciones críticas:

Un solo claro: 55 a 60 % a la franja de columna y el resto a la franja central.

Claros continuos: 65 a 75 % a la franja de columna y el resto a la franja central.

Los momentos negativos obtenidos del análisis se aplican en las líneas de eje de los apoyos. Como el apoyo existente no es del tipo filo de un cuchillo sino que se trata mas bien de una amplia banda de losa con claro en la dirección transversal, resulta apropiado efectuar alguna reducción al momento negativo de diseño. La sección crítica por flexión negativa, tanto en la franja de columnas de apoyo como en la central, se puede tomar en la cara de las columnas de apoyo, pero en ningún caso a una distancia mayor que $0.175 L_1$ desde el centro de la columna.

Los esfuerzos de flexión causados por los momentos de las cargas desbalanceadas, hallados mediante el método del marco equivalente, se pueden calcular mediante las ecuaciones usuales de la mecánica. Como los esfuerzos de tensión y de compresión son normalmente bastante bajos, los cálculos por lo general se basan en la sección si agrietar. Estos esfuerzos se suman algebraicamente a los esfuerzos de compresión uniforme obtenidos para el estado de carga balanceada.

Los esfuerzos límite en el concreto bajo cargas de servicio recomendados para losas planas difieren de los esfuerzos permisibles dados para otros tipos de construcción en los siguientes aspectos:

a. Compresión el concreto.

Áreas de momento negativo alrededor de las columnas: $0.30 f'c$.

b. Tensión en el concreto.

Áreas de momento positivo sin refuerzo adherido: $0.53(f'c)^{1/2}$

Áreas de momento positivo con refuerzo adherido: $1.60 (f'c)^{1/2}$

Áreas de momento negativo sin refuerzo adherido: Cero

Áreas de momento negativo con refuerzo adherido: $1.60 (f'c)^{1/2}$

La resistencia nominal del concreto $f'c$ se expresa en Kg/cm^2 . Todos los otros límites de esfuerzo presentados anteriormente son aplicables.

2.4.5. Resistencia a flexión de losas planas.

El concepto de carga balanceada es de gran uso hasta el estado de cargas de servicio, no tiene validez para los estados de sobrecarga. El balanceo de cargas emplea el principio de superposición, el cual es solamente válido dentro del rango de comportamiento elástico. Para el estado de sobrecarga, tanto el acero como el concreto se encuentran esforzados dentro del rango inelástico. El esfuerzo en el acero aumenta desproporcionalmente con el incremento de la carga a medida en que ocurre el agrietamiento de la losa. Adicionalmente, el incremento del esfuerzo en el acero no es uniforme a lo largo de la longitud del tendón.

Debe evaluarse la seguridad de la estructura en contra del colapso comparando el momento resistente en todas las secciones críticas con los momentos máximos que actuarían en estas secciones de ocurrir sobrecargas catastróficas.

Se puede calcular la resistencia a flexión en las secciones de la losa mediante los mismos procedimientos empleados en vigas.

Los momentos que deben resistirse en las secciones críticas deben de basarse en un análisis elástico, tal como el método del marco equivalente. En este caso, las cargas se hallan mediante la aplicación de los usuales factores de carga a la carga muerta calculada (incluyendo el peso propio) y a la carga viva de servicio.

Si existieran algunos momentos secundarios debidos al preesfuerzo, deberán de incluirse, empleando un factor de carga de 1.0. Para las losas se permite una cantidad limitada de redistribución de momentos, al igual que para vigas y marcos, tomando en cuenta que las secciones críticas sean suficientemente subreforzadas para que se permita una adecuada rotación.

2.4.6. Cortante en losas planas.

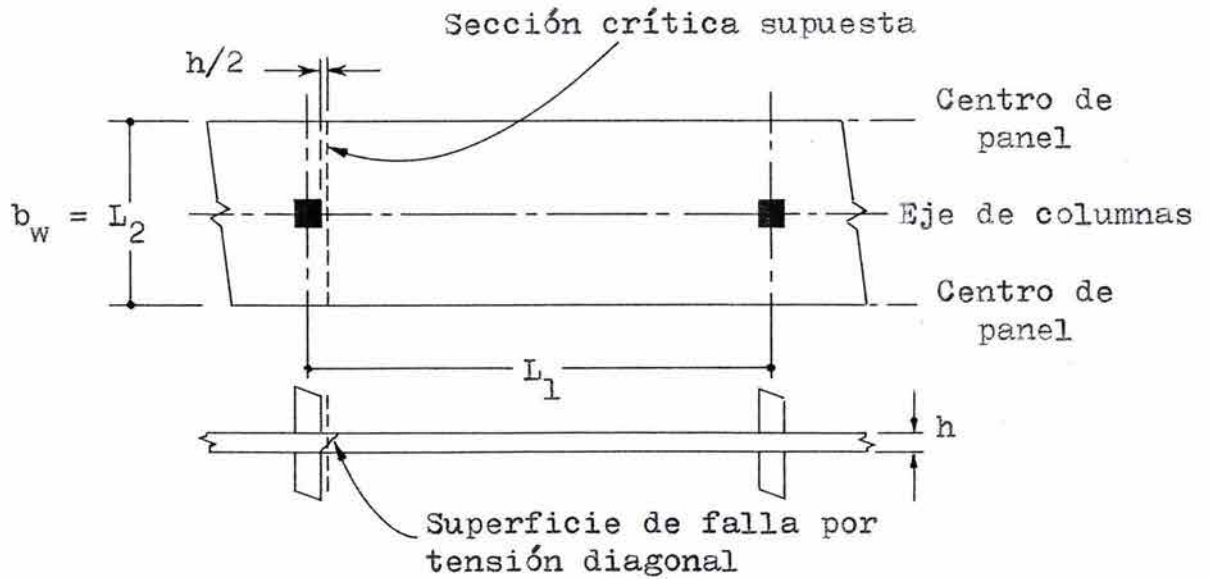
2.4.6.1. Generalidades.

Las losas planas preesforzadas son propensas a ser críticas a cortante. Cuando las losas con refuerzo en dos direcciones se apoyan directamente en columnas, existe una gran concentración de esfuerzos cortantes cerca de las columnas. Las pruebas en estructuras con losas planas confirman que en muchos casos prácticos la capacidad se encuentra regida por el cortante.

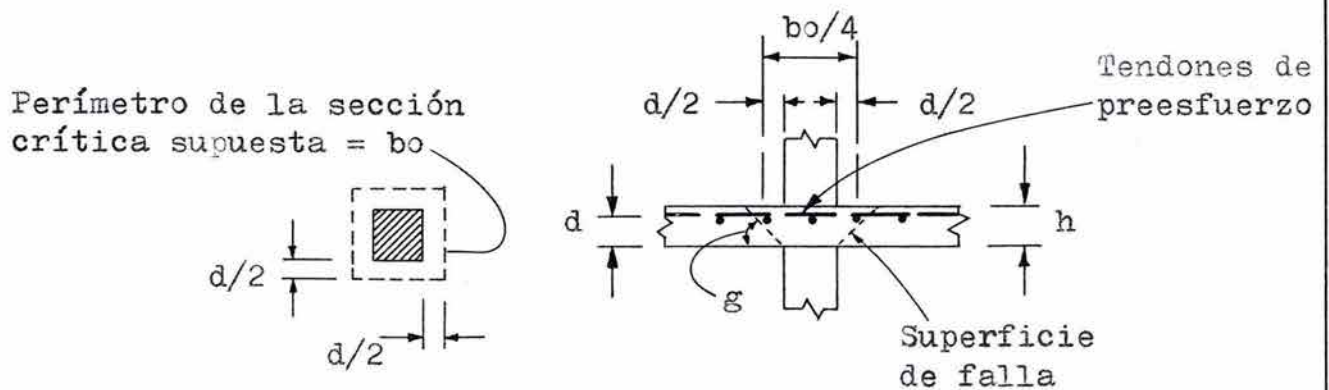
2.4.6.2. Losas planas sin refuerzo especial por cortante.

Existen dos clases de cortante que pueden ser críticos. El primero es el cortante común, tipo viga que conduce a la falla por tensión diagonal, según se indica en la fig. 2.15a. Siendo más probable que rija el diseño principalmente de losas largas y angostas, este mecanismo se basa en que la losa actúa a manera de una viga ancha, con claro entre los apoyos proporcionados por las franjas de columnas perpendiculares. Una grieta diagonal potencial se extiende en un plano a través de todo el ancho de la losa, según se muestra. La sección crítica se considera a $h/2$ de la cara de la columna. Normalmente no se proporciona refuerzo para el cortante tipo viga en losas, y de esta manera toda la fuerza actuante V_u , proveniente del total de las cargas factorizadas, es resistida por la capacidad del concreto V_{cr} . No se requiere considerar un peralte efectivo menor que $0.8h$.

Alternativamente, la falla puede ocurrir debido al cortante por penetración, siendo la grieta diagonal potencial la superficie de una pirámide alrededor de la columna, según se muestra en las fig. 2.15b y 2.15.c. La superficie de falla se extiende desde la parte inferior de la losa en la columna diagonalmente hacia arriba a la superficie superior. El ángulo g de inclinación con la horizontal depende de la cantidad de refuerzo en la losa y del grado de preesfuerzo. puede variar poco mas o menos desde los 20 a los 45 grados.



(a) Cortante tipo viga en páneces rectangulares.



(b) Sección crítica en cortante por penetración.

(c) Superficie de falla para el cortante por penetración.

FIG. 2.15. FALLA POR CORTANTE EN LOSAS PLANAS.

Para fines de diseño, se define una sección crítica al cortante, perpendicular al plano de la losa, y a una distancia $d/2$ de la cara de la columna, definiéndose el perímetro de corte b_o según se muestra en las fig. 2.15b y 2.15c. En esta sección, como es usual, la base de diseño es que V_u sea menor o igual a la resistencia nominal afectada por el factor de reducción de resistencia, $F_R V_n$. Si no existiera ningún refuerzo especial por cortante, $V_n = V_{cr}$ (fuerza cortante de diseño que toma el concreto).

En la sección crítica, adicionalmente a los esfuerzos cortantes y a la compresión horizontal proveniente del preesfuerzo y la flexión, se encuentra presente un esfuerzo vertical o ligeramente inclinado de compresión debido a la reacción de la columna. La presencia simultánea de compresión vertical y horizontal biaxial aumenta la resistencia del concreto en el área de la columna. Las pruebas han indicado que, cuando ocurre una falla de cortante por penetración, el esfuerzo cortante calculado en el perímetro de la sección crítica es mayor que en las vigas o en las losas con refuerzo en una dirección.

El Código ACI-318 especifica que la resistencia nominal al cortante se puede considerar igual a:

$$V_c = 0.265 \left(2 + \frac{4}{B_c} \right) (f'_c)^{1/2} b_o d$$

pero no mayor que, $b_o d$ 1.06 veces la raíz cuadrada de f'_c . B_c es la relación lado largo a lado corto de la columna.

Sin embargo, se ha demostrado que esta sugerencia resulta demasiado restrictiva para losas planas de concreto preesforzado, por lo que se recomienda, como una disposición alternativa, determinar la resistencia nominal del concreto con:

$$V_c = 0.9 (f'_c)^{1/2} + 0.3 f_{cc} b_o d + V_p$$

donde:

f_{cc} = esfuerzo promedio de compresión en el concreto, debido al preesfuerzo.

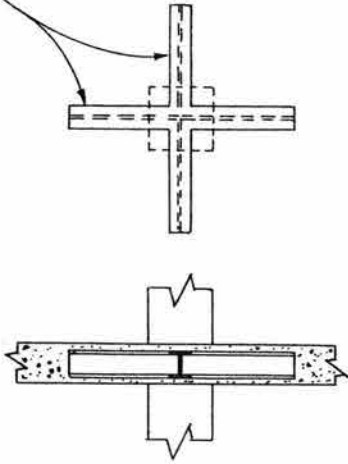
V_p = Componente vertical de la fuerza de preesfuerzo efectivo en la sección.

2.4.6.3. Tipos de refuerzo por cortante.

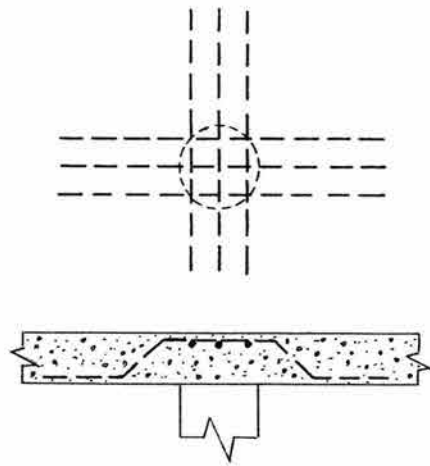
Por lo general es deseable el refuerzo especial por cortante cerca de las columnas en las losas planas. Puede asumir varias formas, entre ellas se encuentran las que se muestran en la fig. 2.16, pueden consistir de perfiles estándar de acero estructural embebidos en la losa y proyectándose fuera de la columna. Ellos sirven para incrementar el perímetro efectivo b_o de la sección crítica. En forma adicional pueden contribuir a la resistencia a flexión negativa de la losa.

El refuerzo mostrado en (a) se adapta particularmente para ser empleado con columnas de concreto. Consiste en pequeñas longitudes de vigas IE o IR, cortadas y soldadas en el punto de cruce, de manera que los brazos sean continuos a través de la columna.

Secciones
soldadas
IE ó IR

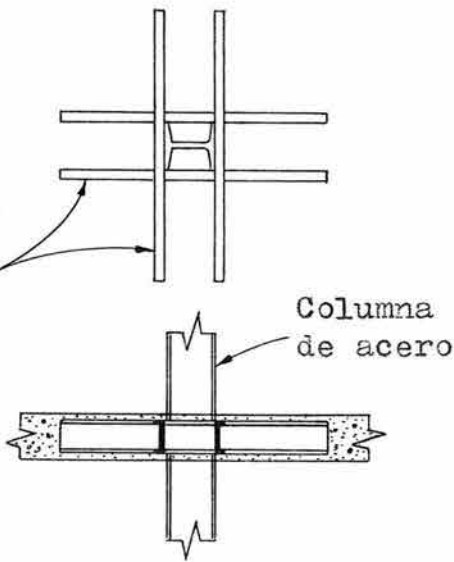


(a) Cabezal de perfiles de acero estructural.

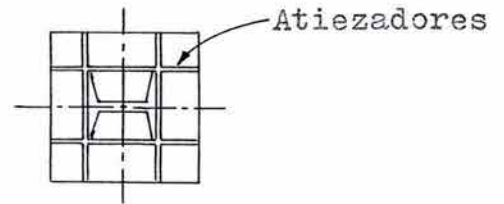


(b) Varillas de acero dobladas a 45°.

Secciones
soldadas
CE



(c) Cabezal de perfiles de acero estructural.



(d) Collar de izaje para losas levantadas.

FIG. 2.16. REFUERZOS POR CORTANTE EN LOSAS PLANAS.

Los tendones de preesfuerzo pasan por encima de la parte superior del acero estructural. Las varillas de refuerzo de la columna pasan verticalmente en las esquinas de la columna sin interferencia. La efectividad de este tipo de cabezal para cortante ha sido bien documentada mediante varias pruebas.

La estructura de canales CE de (c) es muy similar en su acción, pero su uso se adapta mejor con columnas de acero, tal como con frecuencia se emplean con las losas levantadas.

El arreglo de varillas dobladas de (b) se adapta con el uso de columnas de concreto. Frecuentemente las varillas se doblan a 45 grados a través de la grieta diagonal potencial y se prolonga a lo largo de la parte inferior de la losa una distancia suficiente como para desarrollar su resistencia por adherencia.

El collar con patines de (d) se diseña principalmente para ser empleado con losas levantadas. Consiste de una placa inferior plana con costillas atiesadoras verticales. Puede incorporar casquillos para barras de izaje, y por lo general se emplean juntamente con atenuadores de cortante soldados directamente a las superficies de la columna por debajo del collar para transferir la reacción vertical. La transferencia de momento generalmente se considera, en este caso, despreciable.

2.4.6.4. Diseño de las varillas de refuerzo para cortante.

Si se emplea refuerzo por cortante en la forma de varillas, la resistencia límite nominal a cortante V_n calculada en la sección crítica a la distancia $d/2$ de la cara de apoyo, se puede incrementar a, bo d 1.6 veces la raíz cuadrada de f'_c . En este caso, la resistencia al cortante del concreto, V_c , se considera igual a, bo d 0.53 veces la raíz cuadrada de f'_c , debiéndose encargar el refuerzo del exceso de cortante por encima de $V_{cr} = F_R V_c$.

El área total de varillas A_v que atraviesan la sección crítica con un ángulo g de inclinación se halla fácilmente igualado la componente vertical de la fuerza en el acero al exceso de fuerza cortante que debe de ser resistida:

$$A_v f_y F_R \text{ sen } g = V_u - F_R V_c$$

de la cual:

$$A_v = \frac{V_u - F_R V_c}{F_R f_y \text{ sen } g}$$

Se deben investigar secciones sucesivas a distancias crecientes del apoyo, debido al posible desplazamiento de la sección crítica, y proporcionarse el refuerzo siempre que V_u exceda F_R veces el valor de V_c proporcionado por el concreto. Solo se pueden considerar efectivos para resistir a cortante los 3/4 centrales de las porciones dobladas de las varillas, fuera de estas se debe investigar la resistencia del concreto, y se debe de proporcionar la totalidad de la longitud de desarrollo en el acero más allá de la ubicación del pico de esfuerzos.

2.4.6.5. Diseño de cabezales de refuerzo para cortante.

Si se emplean perfiles de acero estructural embebidos, se puede aumentar el valor límite de V_n a, bo d 1.85 veces la raíz cuadrada de f'_c .

Siempre que sea lo suficientemente rígido y fuerte, un cabezal como estos, tiene el efecto de desplazar la sección crítica hacia afuera de las columnas, según se muestra en la fig. 2.17. Esta sección crítica cruza a cada brazo del cabezal para cortante a una distancia igual a $3/4$ de la proyección desde la cara del apoyo, y se define de tal forma que el perímetro sea un mínimo. No es necesario que se acerque a menos de $d/2$ de la cara de apoyo.

Desplazando hacia afuera de esta forma a la sección crítica se obtiene el doble beneficio de aumentar el perímetro efectivo b_o y disminuir la fuerza cortante total V_u para la cual debe diseñarse la losa. La resistencia a cortante $V_n = V_c$ en la nueva sección crítica no debe de sobrepasar de $b_o d$ 1.06 veces la raíz cuadrada de f'_c .

Las pruebas indican que, a lo largo de la mayor parte de la longitud de un brazo del cabezal para cortante, el cortante es constante y, mas aún, que la parte del cortante total soportado por el brazo del cabezal para cortante es proporcional a k_v , su rigidez relativa a la flexión, comparada con aquella de la sección circundante de concreto:

$$k_v = \frac{E_s I_s \text{ (acero estructural)}}{E_c I_c \text{ (concreto agrietado)}}$$

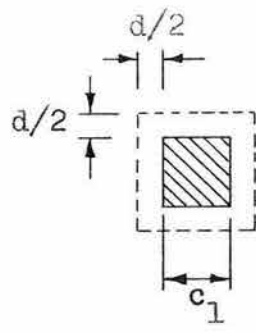
La sección de concreto se considera con un ancho efectivo de $(c_2 + d)$, donde c_2 es el ancho del apoyo medido perpendicularmente a la dirección del brazo. Las propiedades se calculan para la sección transformada agrietada, incluyendo al cabezal para cortante.

La observación de que el cortante es esencialmente constante, por lo menos hasta la carga de agrietamiento diagonal, implica que la reacción se concentra mayormente en el extremo del brazo. Así el cortante total en el apoyo es V , la fuerza cortante constante en cada brazo es igual a $k_v V/4$.

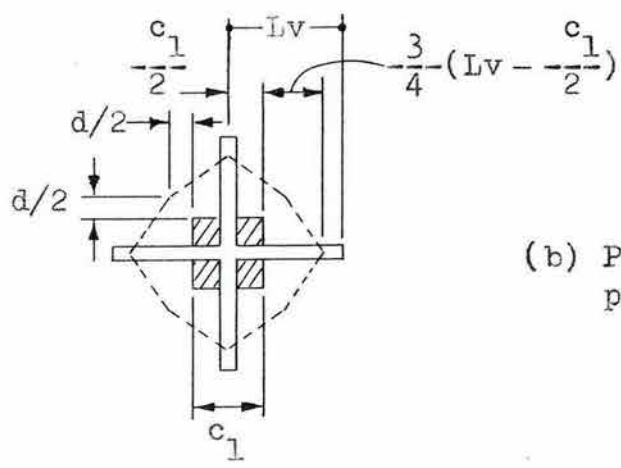
Si la carga se incrementa más allá de la que produce el agrietamiento diagonal alrededor de la columna, las pruebas indican que el cortante incrementado por encima del cortante de agrietamiento V_c , es soportado principalmente por el cabezal de acero para cortante, y que la fuerza cortante en el brazo en una distancia h_v desde la cara de la columna, siendo h_v el peralte del brazo, adopta un valor casi constante mayor que $k_v V_c/4$.

Este valor incrementado es casi igual al cortante total por brazo $V_u/4$, menos el cortante tomado por el concreto parcialmente agrietado. El último término es igual a $(V_c/4)(1-k_v)$; obteniéndose por lo tanto el diagrama de cortante idealizado de la fig. 2.18b.

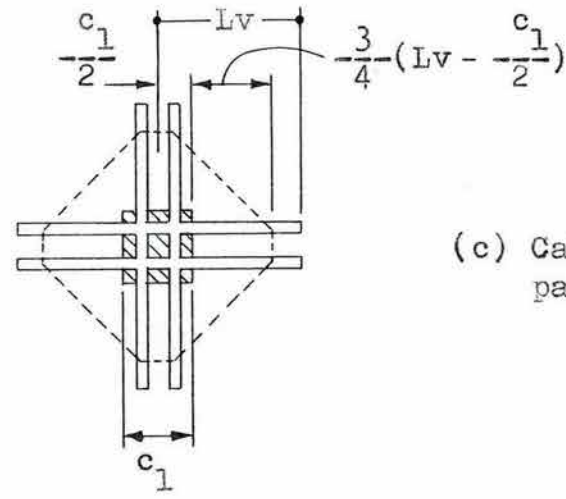
El diagrama de momento de la fig. 2.18c se obtiene mediante la integración del diagrama de cortante. Si tal como lo indican las pruebas en cabezales para cortante de proporciones comunes, V_c es igual a $V_u/2$, se puede confirmar fácilmente que la resistencia requerida en el momento plástico en la cara del apoyo, para cada brazo del cabezal para cortante es tal que:



(a) Sin cabezal para cortante.



(b) Pequeño cabezal para cortante.



(c) Cabezal grande para cortante.

FIG. 2.17. LOCALIZACION DE LA SECCION CRITICA POR CORTANTE EN LOSAS PLANAS.

$$F_R M_p = \frac{V_u}{8} \left(h_v + k_v \left(L_v - \frac{c_1}{2} \right) \right)$$

en la cual el factor F_R de reducción de la resistencia se considera igual a 0.90, como es usual para flexión.

El valor k_v debe de ser por lo menos igual a 0.15, cabezales más flexibles han demostrado no ser efectivos. El patín en compresión no se debe encontrar a más de 0.30 desde la superficie inferior de la losa, y el peralte de los perfiles de acero usados no debe ser mayor que 70 veces el espesor del alma.

Para diseño de losas por flexión, los momentos hallados en las líneas centrales de los apoyos mediante el método del marco equivalente se reducen a momentos en la cara del apoyo, suponiendo que ésta es la sección crítica por momento.

Si se usan los cabezales para cortante, ellos tienen el efecto de reducir el momento de diseño en las franjas de columnas aún más mediante el incremento del ancho efectivo del apoyo. Esta reducción es proporcional a la parte de la carga soportada por el cabezal para cortante, y a su tamaño, y se puede estimar conservadoramente mediante la expresión

$$M_v = \frac{F_R k_v V_u}{8} \left(L_v - \frac{c_1}{2} \right)$$

donde $F_R = 0.90$.

La reducción no puede ser mayor que el 30 % del momento total de diseño para la franja de columna de la losa, ni mayor que el cambio en el momento de la franja de columna a lo largo de la distancia L_v , ni mayor que M_p .

Las pruebas acerca de los cabezales para cortante en los bordes de losas indican que el comportamiento puede ser substancialmente diferente debido a los efectos de torsión y otros. Si se emplean cabezales para cortante en un borde o en una columna de esquina, se deberá presentar especial atención a la colocación del tendón, el cual debe de proporcionar compresión en el concreto en la sección crítica comparable a la que se obtiene para las columnas interiores.

Para lograr esto, por lo general los tendones se deben de colocar a través de las columnas. Muchos diseñadores prefieren eludir los peligros especiales asociados con las columnas exteriores haciendo volar las losas poco mas o menos 1/4 de longitud del claro típico más allá de la columna, creando, en efecto, también una típica columna interior en esta ubicación.

Las pruebas han demostrado que los tendones que pasan a través de las columnas o directamente alrededor de los bordes de columnas contribuyen más a la capacidad de carga que los tendones que se encuentran alejados de las columnas.

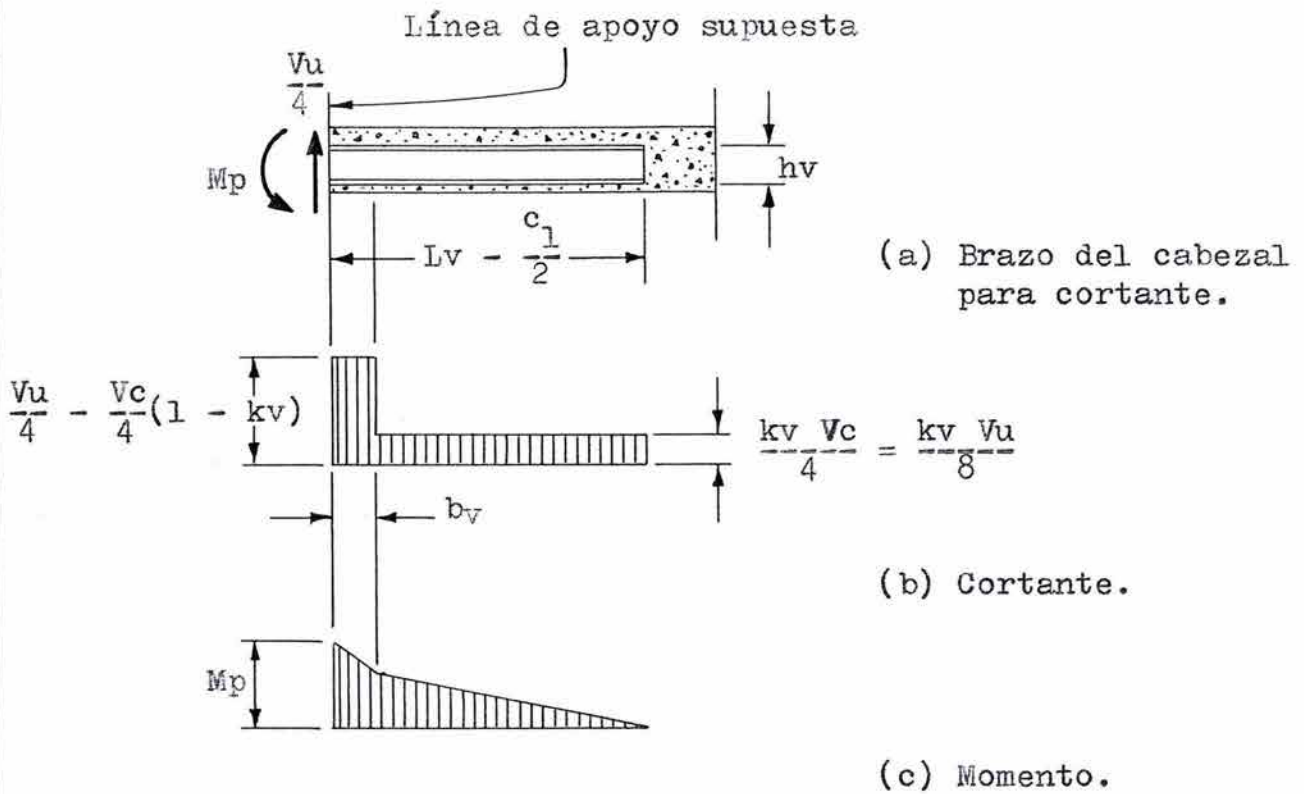


FIG. 2.18. ESFUERZOS RESULTANTES EN UN BRAZO DEL CABEZAL PARA CORTANTE.

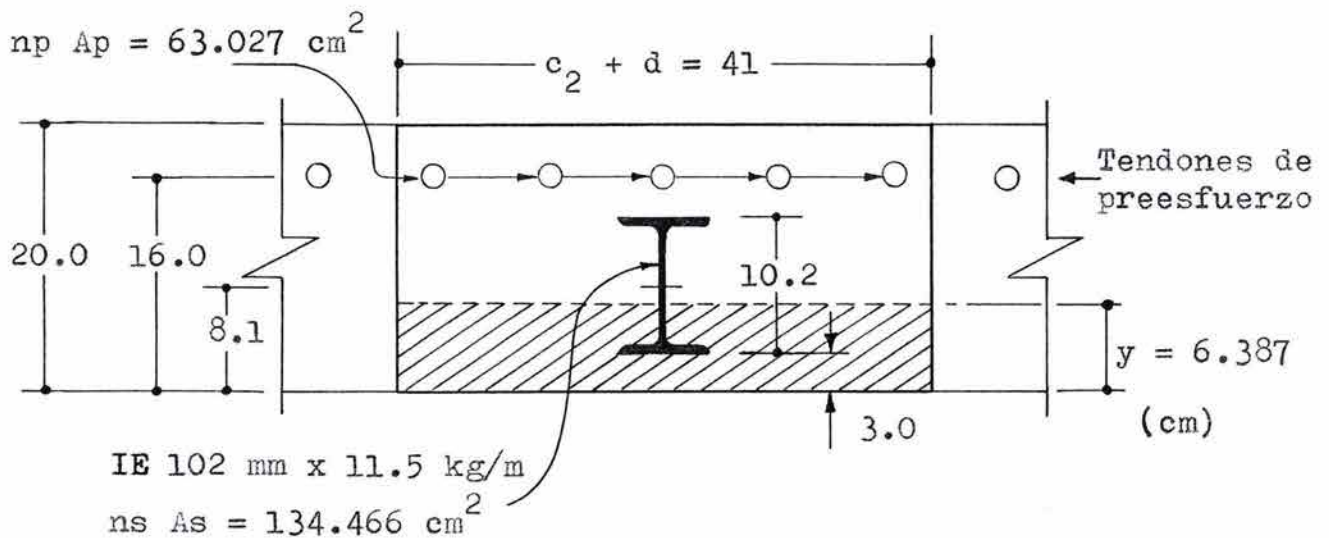


FIG. 2.19. DISEÑO DE UN CABEZAL PARA CORTANTE: SECCION TRANSVERSAL EFECTIVA DE LA FRANJA DE LOSA.

Por esta razón, se recomienda que algunos de los tendones se coloquen a través de las columnas o por lo menos alrededor de sus bordes. En la construcción de losas levantadas, se deben de colocar algunos tendones sobre los collares de izaje.

Ejemplo 2.4.1.: Diseño de un cabezal para cortante.

Una losa plana de piso preesforzada con 20.0 cm de espesor esta apoyada mediante columnas cuadradas de 25.0 cm y reforzada para flexión negativa con tendones, con un peralte efectivo promedio de 16.00 cm. La resistencia nominal del concreto es $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$. La losa debe de soportar la transferencia de un cortante último $V_u = 52\ 000 \text{ kg}$ (fig. 2.19).

¿Qué refuerzo especial se requiere en la losa, si es que se requiere alguno, sobre la columna para transferir el cortante último requerido?

La resistencia nominal al cortante en la sección crítica a la distancia $d/2$ de la cara de la columna se halla mediante:

$$V_c = 0.265 \left(2 + \frac{4}{B_c} \right) (f'c)^{1/2} b_o d$$

$$V_c = 0.265 (2 + 4) (250)^{1/2} (4 (25+16)) (16)$$

$$V_c = 1.59 (250)^{1/2} (4 (25+16)) (16) = 65967.64 \text{ kg}$$

Pero V_c no debe considerarse mayor que:

$$V_c = 1.06 (250)^{1/2} (4 (25+16)) (16)$$

$$V_c = 43\ 978 \text{ kg}$$

y $F_R V_c = 0.8 (43\ 978) = 35\ 182 \text{ kg}$, que es menor a $V_u = 52\ 000 \text{ kg}$, lo cual indica que se requiere refuerzo por cortante.

Se usará un cabezal para cortante fabricado con vigas de perfil IE de acero estructural A-36 con $f_y = 2\ 530 \text{ kg/cm}^2$.

Si se mantiene un recubrimiento de 3 cm por debajo de la viguetas, el recubrimiento requerido en la parte superior de la losa permite el empleo de un perfil IE de 102 mm x 11.5 kg/m.

Propiedades del perfil:

Peralte total, $d = 10.2 \text{ cm}$

Espesor del alma, $t_w = 0.49 \text{ cm}$ $d/t_w = 10.2/0.49 = 20.8 < 70$

Ancho de los patines, $b_f = 6.76 \text{ cm}$

Espesor del patín, $t_f = 0.74 \text{ cm}$

Área transversal, $A = 14.6 \text{ cm}^2$

Momento de inercia, $I_{xx} = 253 \text{ cm}^4$

Módulo de sección, $S_{xx} = 49.8 \text{ cm}^3$

Momento de inercia, $I_{yy} = 31.8 \text{ cm}^4$

Módulo de sección, $S_{yy} = 9.4 \text{ cm}^3$

Con tal refuerzo, el límite superior para el cortante V_n en la sección crítica es :

$$1.85 (f'c)^{1/2} b_o d = 1.85 (250)^{1/2} (164)(16) = 76\,755 \text{ kg}$$

y $F_R V_n = 0.8 (76\,755) = 61\,404 \text{ kg}$, que se encuentra bastante por arriba del valor V_u a ser resistido.

Se puede hallar el perímetro b_o requerido estableciendo que $V_u = F_R V_c$ donde V_c está dado mediante la ecuación:

$$V_c = 1.06 (f'c)^{1/2} b_o d$$

en donde:

$$b_o = \frac{V_u}{1.06 F_R (f'c)^{1/2} d}$$

$$b_o = \frac{52\,000}{1.06 (0.8) (15.81) (16)} = 243 \text{ cm}$$

Nótese que la fuerza real cortante que debe de ser transferida en la sección crítica es ligeramente menor que 52 000 kg, debido a que una parte de la carga del piso se encuentra dentro del perímetro afectivo b_o ; sin embargo, la diferencia es pequeña excepto para cabezales muy grandes.

La longitud proyectada requerida L_v del brazo del cabezal se halla de la geometría, expresando b_o en función de L_v .

$$b_o = 4 (2)^{1/2} \left(\frac{c_1}{2} + \frac{3}{4} \left(L_v - \frac{c_1}{2} \right) \right)$$

$$L_v = \frac{4}{3} \left(\frac{b_o}{4 (2)^{1/2}} - \frac{c_1}{2} + \frac{3 c_1}{8} \right)$$

$$L_v = \frac{4}{3} \left(\frac{243}{4 (2)^{1/2}} - \frac{25}{2} + \frac{3 (25)}{8} \right) = 53.11 = 55 \text{ cm}$$

Para determinar el momento plástico requerido en la sección por el brazo de cortante, es necesario suponer un valor tentativo de la rigidez relativa k_v . Para este caso se elige 0.25 tentativamente, la capacidad requerida de momento se halla de la ecuación:

$$F_R M_p = \frac{V_u}{8} (h_v + k_v (L_v - \frac{c_1}{2}))$$

$$M_p = \frac{52\,000}{8(0.9)} (10.2 + (0.25) ((55) - \frac{25}{2})) = 150\,403 \text{ kg-cm}$$

El perfil de acero estructural IE de 102 mm x 11.5 kg/m proporciona una resistencia nominal de falla plástica igual a:

$$M_I = 1.12 f_y S_{xx} = 1.12 (2\,530) (49.8) = 141\,113 \text{ kg-cm}$$

M_I es menor que M_p requerido, pero se considerará adecuado tentativamente.

Se calcula a continuación el valor de la rigidez relativa a flexión con el perfil propuesto.

El valor $(E_s I_s) = 2\,039\,000 (253) = 515.867 \times 10^6 \text{ kg-cm}^2$.

En la fig. 2.19 se muestra la sección transversal efectiva de la franja de losa.

Para la sección transformada agrietada se considera lo siguiente:

$$E_c = 14\,000 (250)^{1/2} = 221\,359 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2\,039\,000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (acero estructural)}$$

$$E_p = 1\,980\,000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (torón de siete alambres)}$$

$$n_s = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2\,039\,000}{221\,359} = 9.21$$

$$n_p = \frac{E_p}{E_c} = \frac{1\,980\,000}{221\,359} = 8.94$$

El área de acero de preesfuerzo comprendido dentro de la franja efectiva es $A_p = (5 \times 1.41) = 7.05 \text{ cm}^2$, y el área transversal del perfil de acero estructural es $A_s = 14.6 \text{ cm}^2$. Se tiene entonces:

$$n_s A_s = 9.21 (14.6) = 134.466 \text{ cm}^2$$

$$n_p A_p = 8.94 (7.05) = 63.027 \text{ cm}^2$$

El concreto tendrá un área igual a (41 y).

Si se toman momentos de la sección agrietada compuesta alrededor de la superficie inferior para ubicar el eje neutro.

$$y = \frac{63.027 (16) + 134.466 (8.1) + (41 y) (y/2)}{63.027 + 134.466 + 41 y}$$

$$y = \frac{63.027 (16) + 134.466 (8.1) + 20.5 y^2}{63.027 + 134.466 + 41 y}$$

$$20.5 y^2 + 197.493 y - 2 097.6066 = 0$$

Resolviendo la ecuación se tiene $y = 6.387$ cm. Ahora se obtiene el momento de inercia de la sección compuesta:

$$I_c = \frac{41 (6.387)^3}{3} + 63.027 (9.613)^2 + 253 (9.21) + 134.466 (1.713)^2$$

$$I_c = 12 109.861 \text{ cm}^4$$

La rigidez a flexión de la franja efectiva de losa compuesta es:

$$E_c I_c = 221 359 (12 109.861) = 2 680.6266 \times 10^6 \text{ kg-cm}^2$$

y la rigidez relativa a flexión:

$$k_v = \frac{E_s I_s}{E_c I_c} = \frac{515.867 \times 10^6}{2 680.6266 \times 10^6} = 0.1924$$

Este valor es mayor que el mínimo especificado de 0.15 y próximo al valor supuesto de 0.25, y el valor revisado para M_p es:

$$M_p = \frac{52 000}{8 (0.9)} (10.2 + (0.1924)((55) - \frac{25}{2})) = 132 722 \text{ kg-cm}$$

El momento plástico requerido, $M_p = 132 722$ kg-cm, para cada brazo del cabezal, resulta menor que la capacidad del perfil de acero estructural $M_I = 141 113$ kg-cm.

La viga I estándar de 102 mm x 11.5 kg/m es adecuada y la longitud L_v será de 60 cm por razones prácticas.

Por otra parte, la reducción del momento de diseño de la franja de columna que puede aplicarse a la losa, como beneficio del uso del cabezal, se calcula con los valores finales, mediante la ecuación:

$$M_v = \frac{F_R k_v V_u}{8} \left(L_v - \frac{c_1}{2} \right)$$

$$M_v = \frac{0.9 (0.1924) (52\,000)}{8} \left(60 - \frac{\quad}{2} \right) = 53\,463 \text{ ton-cm} \quad (25)$$

El valor es menor que M_p , tal como lo estipulan las especificaciones, y también deben de ser menor que el 30 % del momento negativo de diseño en la franja de columna, y menor que el cambio en el momento de la franja de columna en la distancia L_v .

2.4.7. Deflexiones de losas planas.

Siempre se debe prestar cuidadosa atención a la deformación de losas planas preesforzadas. El empleo de materiales de alta resistencia, con el preesfuerzo para proporcionar control de los esfuerzos y evitar el agrietamiento, y el uso de cabezales especiales para el cortante alrededor de las columnas, todos ellos tienden a producir una losa más bien delgada, la cual puede ser satisfactoria respecto a todo excepto a las deflexiones.

Mientras que las losas deben de calcularse explícitamente, para la comparación de los valores límite, resulta útil basar el diseño inicialmente en una relación claro/peralte que sea probable produzca una losa de suficiente rigidez, tal que ya no requiera una revisión posterior.

Por lo general la deflexión que interesa es la adicional debida a la carga viva. Ciertamente esto es así para losas diseñadas con el balanceo de la carga muerta, en las cuales se debe de producir una superficie casi a nivel para el estado de carga balanceada. Como solamente se tiene que hallar la deflexión adicional, se justifica plenamente un método aproximado.

La deflexión de una losa plana cargada uniformemente se puede estimar mediante el método del marco equivalente. Desarrollado originalmente para sistemas de concreto reforzado en dos direcciones, el método es especialmente apropiado para losas planas preesforzadas, las cuales por lo general no se encuentran agrietadas bajo las cargas de servicio. El método es totalmente compatible con el método del marco equivalente para el análisis de momentos. La definición de las franjas de columna y centrales, el análisis de momentos longitudinales, los coeficientes de distribución lateral de momentos, y otros detalles son los mismos que para el análisis de momentos, y de esta manera la mayor parte de las cantidades necesarias ya se tienen disponibles.

Una región de losa limitada por los ejes de columnas se muestra en la fig. 2.20. El cálculo de la deflexión considera la deformación de una región típica como esta en una dirección y a la vez después de lo cual se suman las contribuciones de cada dirección con el objeto de obtener la deflexión total en cualquier punto de interés.

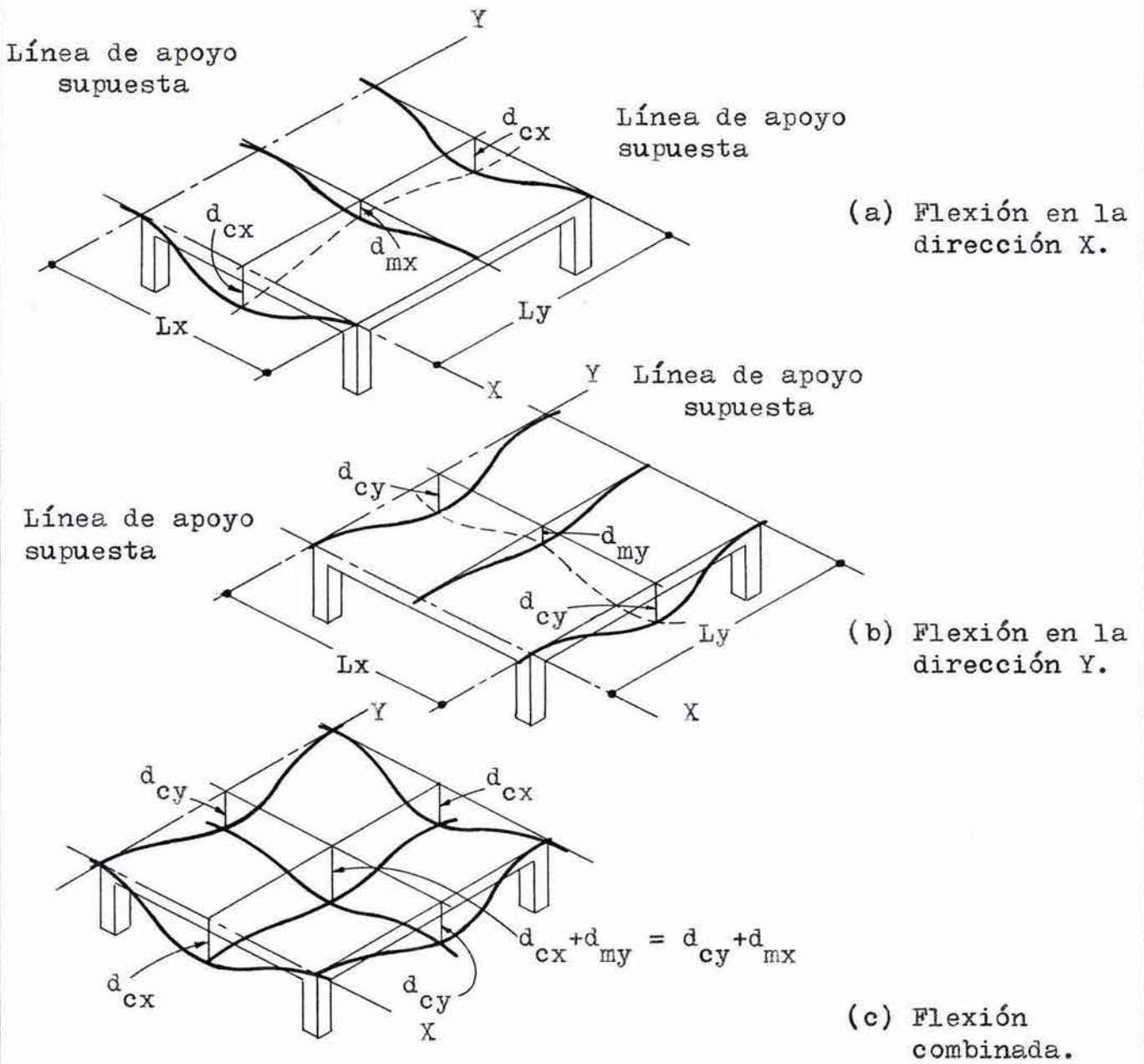


FIG. 2.20. BASES DEL METODO DEL MARCO EQUIVALENTE PARA EL ANALISIS DE DEFLEXIONES.

Refiriéndose a la fig. 2.20a, se considera que la losa actúa como una viga amplia y de poco peralte, con un ancho igual a la dimensión L_y del panel teniendo un claro de L_x . En este estado, la losa se considera apoyada sobre líneas de apoyo rígidas en $x = 0$ y $x = L_x$. Nótese que todas las franjas unitarias en la dirección X no se deformaran idénticamente, debido a la variación del momento y de la rigidez a flexión a través del ancho de la losa.

En seguida la losa se analiza por flexión en la dirección Y , nuevamente se muestra el efecto de la variación del momento en el sentido transversal y la rigidez a flexión.

Se puede ahora obtener la deflexión en el centro del panel como la suma de la deflexión en el centro del claro de la franja de columna en una dirección, y aquella de la franja central en la otra dirección, tal como se muestra en la fig. 2.20c:

$$dm_{\text{máx}} = dc_x + dmy \quad \text{ó} \quad dm_{\text{máx}} = dc_y + dmx$$

Mientras que para introducir este método se empleo el área del piso limitada por los ejes de las columnas, los cálculos reales se hacen más fácilmente para franjas de piso en cualquier dirección limitadas por las líneas de centro de los paneles, al igual que para el análisis de momentos en el método del marco equivalente. La fig. 2.21 muestra tal franja de piso con claro en la dirección X .

Inicialmente se considera que la franja tiene apoyos totalmente fijos en $X = 0$ y $X = L_x$, lo cual no permite deflexión ni rotación en aquellas líneas de apoyo. Se calculan las deflexiones del marco equivalente. El efecto de las rotaciones reales del apoyo en la deflexión al centro del claro se halla posteriormente y la deflexión total del marco equivalente con claro en la dirección X se considera como la suma de las tres partes: aquella del panel supuesto con apoyos fijos, más aquella debida a la rotación de cada una de las dos líneas de apoyo.

La variación del momento a través del ancho del panel es tratada de la misma manera aproximada que para el análisis por flexión.

Las franjas de columnas y la franja central son definidas tal como antes, y se supone que el momento es constante dentro de los límites de cada una de ellas. Tal como se sugirió, para los claros aislados se puede asignar del 55 al 60 % del momento total en las secciones críticas para la franja de columnas, mientras que para claros continuos se puede asignar a la franja de columnas del 65 al 75 %. En cualquier caso, el porcentaje remanente se asigna a la franja central.

Se puede establecer una deflexión de "referencia" al centro del claro de un marco equivalente uniformemente cargado en todo el ancho del panel, con extremos empotrados, de la siguiente manera:

$$df.ref = \frac{w L^4}{384 E_c I.marc}$$

donde w es la carga uniformemente distribuida a lo largo de la longitud L del claro, e $I.marc$ es el momento de inercia de todo el ancho del panel de la losa.

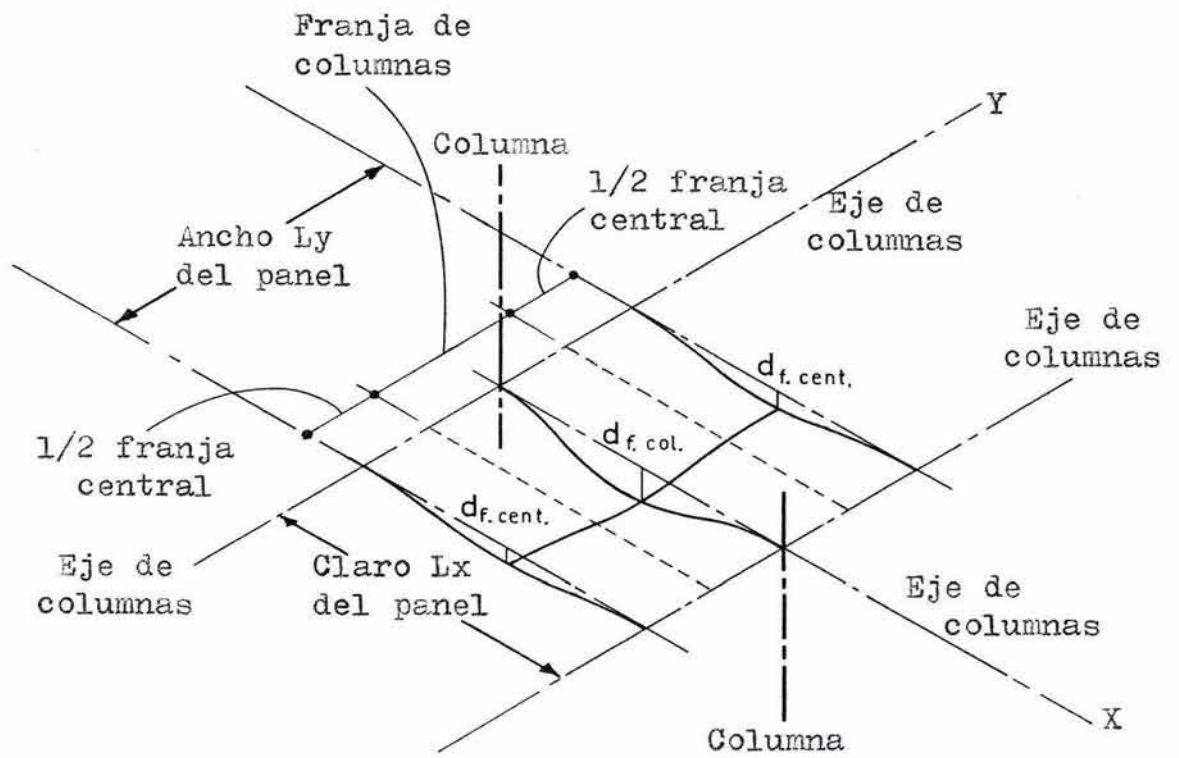


FIG. 2.21. DEFLEXION DE LAS FRANJAS DE COLUMNAS Y CENTRAL EN LA DIRECCION X.

Esto implica una distribución lateral uniforme del momento a través del ancho del panel, deformándose la losa según una superficie cilíndrica.

El efecto de la variación real del momento, así como la posible diferencia en el ancho de las franjas de columna y central, se toman encuentra multiplicando la deflexión de referencia por la relación del M/EI de la franja a aquella del marco:

$$df.col = df.ref \left(\frac{M_{col}}{M_{f.marc}} \right) \left(\frac{E_c I_{f.marc}}{E_c I_{col}} \right)$$

$$df.cent = df.ref \left(\frac{M_{cent}}{M_{f.marc}} \right) \left(\frac{E_c I_{f.marc}}{E_c I_{cent}} \right)$$

Los subíndices relacionan la deflexión de el momento flector M o el momento de inercia a la franja de columna, a la franja central, o el ancho total del marco.

Nótese que la relación del momento de la franja al momento del marco es simplemente el factor de distribución lateral ya usado en el análisis por flexión.

Enseguida es necesario corregir por las rotaciones del marco equivalente en los apoyos, los cuales hasta ahora se consideraron empotrados. La rotación en la columna es igual al momento desbalanceado neto aplicado en las columnas, dividido por la rigidez de la columna:

$$\theta = \frac{M_{net}}{K_{ec}}$$

donde

θ = cambio del ángulo en radianes.

M_{net} = diferencia de momentos en el piso a la izquierda y a la derecha de la columna.

K_{ec} = rigidez a flexión de la columna equivalente (de acuerdo con el método del marco equivalente).

En algunos casos la conexión entre la losa de piso y la columna, como en el caso de las losas levantadas, transmite momentos despreciables. En tal caso, el análisis por flexión indicará que el momento aplicado neto a la columna es cero. En este caso, se pueden hallar las pendientes extremas de la losa, usando el segundo principio del área de momentos. La pendiente del extremo derecho del claro de una estructura equivalente, por ejemplo, se halla tomando momentos del diagrama M/EI para tal claro, alrededor del extremo izquierdo dividiéndolo luego por la longitud del claro.

Una vez conocida la rotación en cada extremo, se puede calcular la deflexión al centro del claro asociada de la estructura equivalente. Se puede confirmar fácilmente que la deflexión al centro del claro de una viga que experimenta una rotación en un extremo de θ radianes, estando el otro empotrado, es:

$$d_{ro} = \frac{\theta L}{8}$$

Así la deflexión total al centro del claro de la franja de columna o de la franja central es la suma de 3 partes:

$$d_{col} = d_{f.col} + d_{ro.izq} + d_{ro.der}$$

$$d_{cent} = d_{f.cent} + d_{ro.izq} + d_{ro.der}$$

donde los subíndices *izq* y *der* se refieren a los extremos izquierdo y derecho del claro, respectivamente.

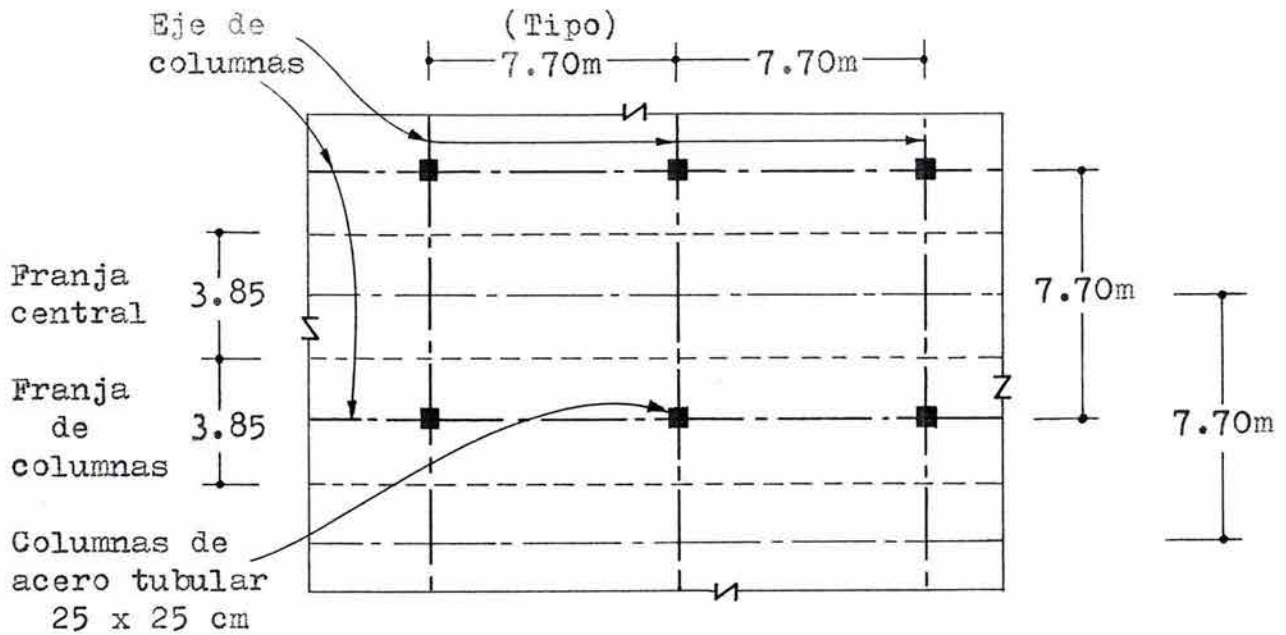
Los cálculos arriba descritos se repiten para el marco equivalente en la otra dirección de la estructura, y la deflexión total al centro del panel $d_{m\acute{a}x}$, se halla sumando la deflexión de la franja de columnas en una dirección y la deflexión en la franja central en la otra dirección.

La deflexión al centro del panel debe ser la misma bien sea que se calcule mediante la ecuación $d_{m\acute{a}x} = d_{cx} + d_{my}$, o la ecuación $d_{m\acute{a}x} = d_{cy} + d_{mx}$. En realidad por lo general se obtendrá una diferencia debido a la naturaleza aproximada de los cálculos. Para los paneles muy rectangulares, la contribución principal a flexión del centro del panel proviene de la franja de columnas en la dirección larga. En consecuencia la deflexión al centro del panel puede calcularse mejor sumando la correspondiente a la dirección larga de la franja de columnas y la de la franja central en la dirección corta. Sin embargo, para los paneles exteriores o de borde, la contribución más importante proviene de las franjas de columnas perpendiculares al borde discontinuo, aun cuando el lado largo del panel pueda ser paralelo al borde, debido a la discontinuidad intrínseca de las franjas de columnas del sentido corto.

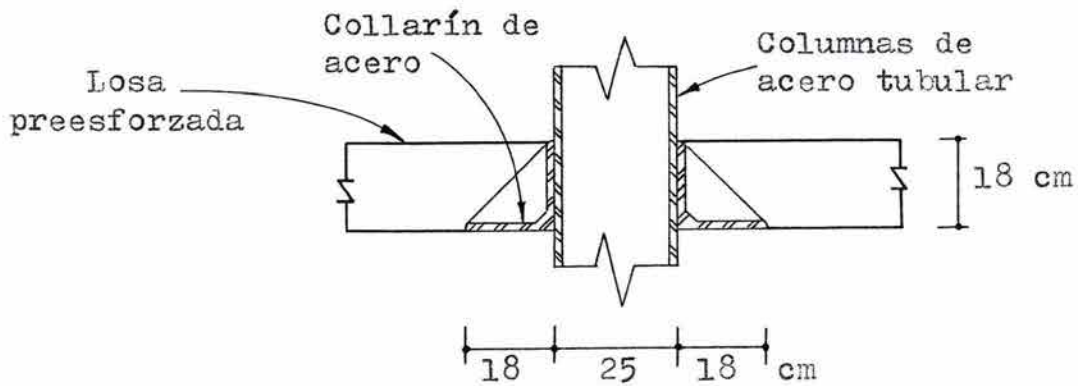
Las deflexiones halladas empleando el procedimiento descrito son deflexiones de corta duración tales como las producidas por la carga viva aplicada intermitentemente. Si la carga desbalanceada se mantiene durante un extenso periodo de tiempo, deberá tomarse en cuenta el incremento de deflexión debido al flujo plástico del concreto. Para las vigas así como para las losas es una práctica antigua estimar las deflexiones de larga duración como la simple multiplicación de un factor por la deflexión elástica inicial. Con frecuencia se usa el factor 2.

Ejemplo 2.4.2.: Diseño de una losa plana preesforzada.

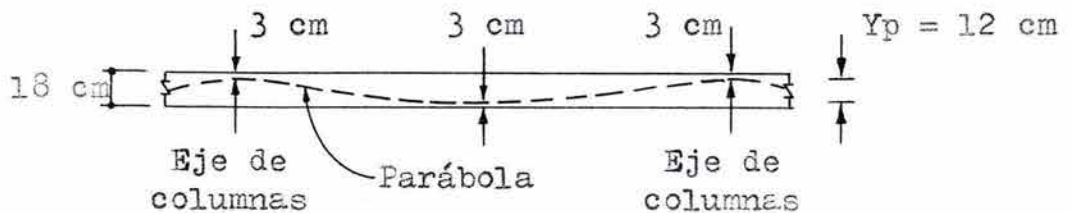
Una losa plana levantada preesforzada estará apoyada sobre columnas de acero cuya separación entre sus ejes es de 7.70 m en cada dirección, como se muestra en la fig. 2.22a. Las cargas se transferirán a las columnas tubulares de 25.0 x 25.0 cm mediante collares de izaje cuadrados mostrados en la fig. 2.22b. El collar se detalla de tal forma que transmita momentos insignificantes a la columna. La carga a ser soportada incluye el peso propio de la losa w_o , una carga muerta adicional $w_m = 60 \text{ kg/m}^2$, y la carga viva de servicio $w_v = 250 \text{ kg/m}^2$. Se especifica una condición de carga balanceada, con deflexión neta nula para la carga muerta total. Se debe diseñar un panel interior típico. La resistencia a compresión nominal del concreto es $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$, y $E_c = 242\,487 \text{ kg/cm}^2$.



(a) Vista en planta de la losa de piso.



(b) Detalle de los collares de izaje de acero.



(c) Traza típica del tendón de preesfuerzo.

FIG. 2.22. DISEÑO DE LOSA PLANA PREESFORZADA PARA EL SISTEMA DE IZAJE.

Inicialmente se escoge un peralte tentativo de la losa basándose en una relación de claro a peralte de 45:

$$h = \frac{770}{45} = 17.1 = 18 \text{ cm}$$

Para la losa de 18 cm, el peso propio es $w_o = 0.18 (2\ 400) = 432 \text{ kg/m}^2$. Según lo especificado, la carga a ser balanceada es:

$$w_{bal} = w_o + w_m = 432 + 60 = 492 \text{ kg/m}^2$$

Se usará una malla ortogonal de tendones con traza parabólica, que para el caso de panel interior típico, tendrá una flecha de parábola de 12 cm, con lo que se considera el uso de torones de preesfuerzo de 0.5" de diámetro y un recubrimiento libre de 2.5 cm. en las partes superior e inferior de la losa.

La fuerza de preesfuerzo efectivo P_e se basa entonces en la carga w_{bal} y la flecha de la traza de preesfuerzo.

El análisis considera una viga equivalente con ancho igual al de un panel de 7.70 m. En cada dirección, siendo los paneles cuadrados, la fuerza de preesfuerzo efectivo es:

$$P_e = \frac{w_{bal} L^2}{8 Y_p} = \frac{(7.70)(492) (7.70)^2}{8 (0.12)} = 233\ 973 \text{ kg}$$

Suponiendo un 20 % de pérdidas de la fuerza de preesfuerzo, el preesfuerzo inicial es :

$$P_i = \frac{233\ 973}{1 - 0.2} = 292\ 466 \text{ kg}$$

para la franja de 7.70 m de ancho.

Se usarán torones de acero para preesfuerzo grado 270K no adheridos, con 0.60" de diámetro con un área transversal individual de 1.41 cm^2 . Para un esfuerzo de trabajo de tensión inicial igual a 0.70 f_{pu} cuando se ancla los torones contra su anclaje cada uno proporciona una fuerza de 18 600 kg, de esta manera el número de tendones que se requieren en la franja de 7.70 m es:

$$N_t = \frac{292\ 466}{18\ 600} = 15.72 = 16 \text{ torones de } 0.6" \text{ de diámetro}$$

que en conjunto tienen un área transversal de 22.56 cm^2 .

El número de estos que deben de colocarse en la franja de columna es:

$$0.75 N_t = 0.75 (16) = 12$$

los cuatro restantes deben de distribuirse a través de la franja central.

Los esparcimientos centro a centro de los torones en las franjas de columna y central, respectivamente, son:

$$s.col = \frac{385}{12 - 1} = 35 \text{ cm}$$

$$s.col = \frac{385}{4 + 1} = 77 \text{ cm}$$

La compresión promedio en la losa de concreto bajo la carga balanceada y el preesfuerzo efectivo es:

$$f_1 = f_2 = \frac{P_e}{A_c} = \frac{233\,973}{770(18)} = 16.88 \text{ kg/cm}^2$$

Ahora se analizará la estructura para hallar el efecto de la aplicación de la carga viva de servicio $w_v = 250 \text{ kg/m}^2$. Nuevamente se tomará como base la franja de 7.70 m de ancho, siendo el análisis que sigue aplicable en cada dirección de la estructura.

Como el sistema de conexión con las columnas no es lo suficientemente rígido para transferir momentos, el análisis se simplifica a una viga continua ordinaria.

Se deben considerar cargas alternativas para maximizar los momentos en las secciones negativas y positivas. Para los momentos negativos máximos en un apoyo típico, se aplicará la carga viva $w = 0.250(7.70) = 1.925 \text{ ton/m}$ en dos claros adyacentes, como se muestra en la fig. 2.23a. El apoyo siguiente al inmediato (en ambas direcciones) del considerado, se supondrá empotrado, y el análisis de los momentos se efectúa mediante cualquier método para estructuras estáticamente indeterminadas. El diagrama de momento flexionante que resulta se muestra en la misma figura.

Para el momento máximo positivo en un claro típico, se aplica la carga viva únicamente a ese claro, tal como se muestra en la fig. 2.23b.

Aun cuando no se necesitan para los fines presentes, en la fig. 2.23c se muestra un tercer análisis, para referencia en el estado de cargas factorizadas, el efecto de la carga muerta uniformemente distribuida en todos los claros $w_m = 0.492(7.70) = 3.789 \text{ ton/m}$.

Los esfuerzos en el concreto bajo la totalidad de la carga de servicio se hallan superponiendo los esfuerzos de flexión debidos a los momentos por carga viva a la compresión uniforme obtenida para la carga balanceada.

Los momentos negativos que se obtienen del análisis por carga viva se aplican en las líneas de eje de columnas, y pueden reducirse para fines de diseño a aquellos correspondientes a la cara del apoyo.

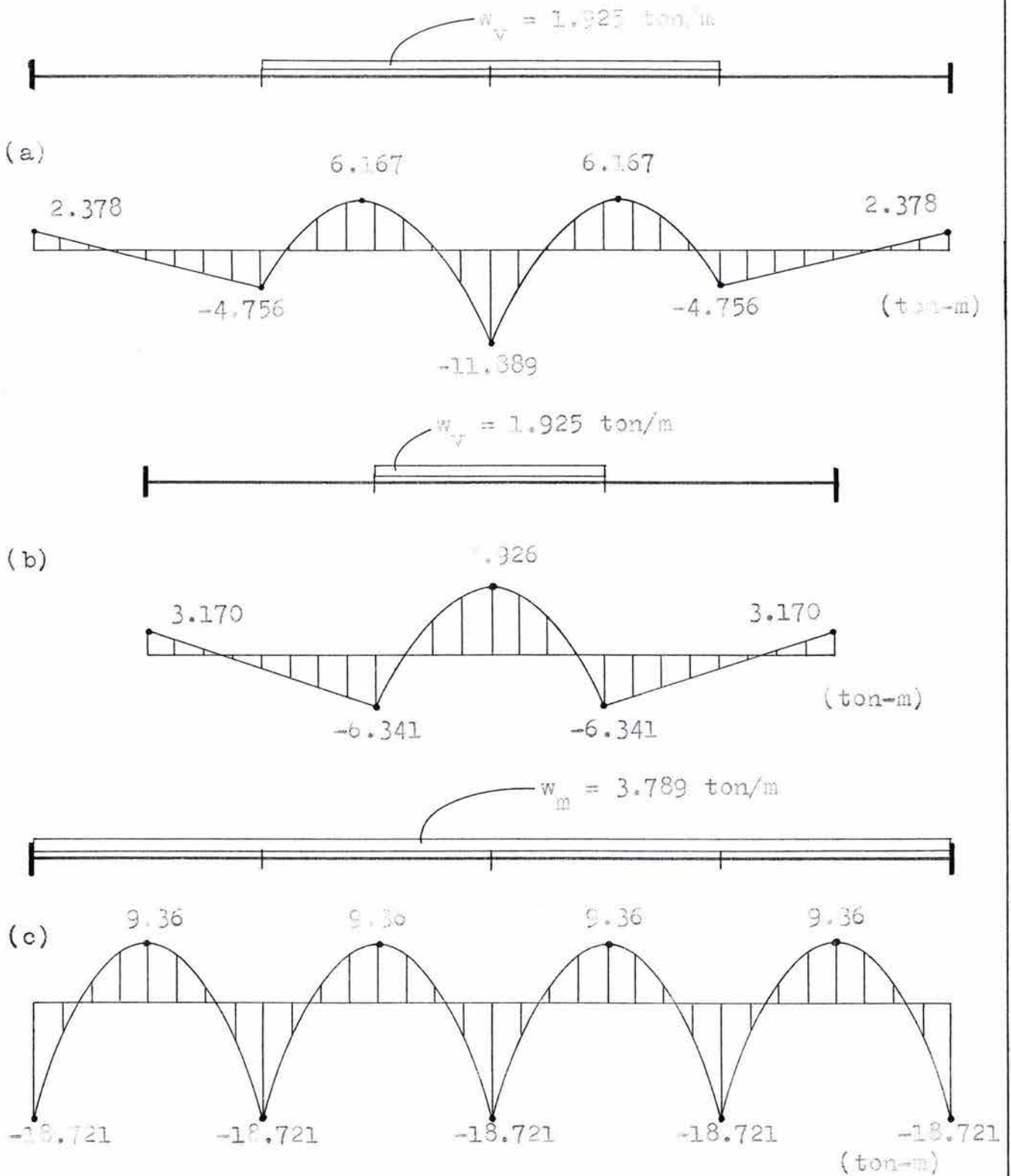


FIG. 2.23. ANALISIS DE MOMENTOS POR CARGAS DE SERVICIO EN LOSA PLANA
 (a) Momento máximo negativo por carga viva. (b) Momento máximo positivo por carga viva. (c) Momentos por carga muerta total.

El cortante sobre el eje de columnas proveniente de la carga que produce el momento máximo negativo (de la fig. 2.23a) es:

$$V = 1.925 \left(\frac{7.7}{2} \right) + \frac{11.889 - 4.756}{7.7} = 8.337 \text{ ton}$$

El ancho efectivo del apoyo es $aL = 61 \text{ cm}$, basándose en el uso del collar de izaje mostrado en la fig. 2.22b. En consecuencia, el momento reducido negativo en la cara del apoyo es:

$$M(-) = M.\text{eje} - \frac{V aL}{3} = 11.889 - \frac{8.337 (0.61)}{3} = 10.194 \text{ ton-m}$$

El momento que se asigna a la franja de columna es:

$$0.75 M(-) = 0.75 (10.194) = 7.646 \text{ ton-m}$$

Como este momento es resistido por la sección transversal de la franja de columnas, los esfuerzos se calculan en base al momento de inercia de :

$$I_c = \frac{385 (18)^2}{12} = 187\,110 \text{ cm}^4$$

$$S1 = S2 = \frac{187\,110}{9} = 20\,790 \text{ cm}^3$$

En consecuencia, los esfuerzos por flexión en el concreto en la franja son:

$$f_1 = \frac{M(-)}{S1} = \frac{7.646 (100\,000)}{20\,790} = + 36.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = - 36.78 \text{ kg/cm}^2$$

De esta manera los esfuerzos totales en el concreto de la franja de columnas en la cara de los apoyos son:

$$f_1 = - 16.18 + 36.78 = + 20.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = - 16.18 - 36.78 = - 52.96 \text{ kg/cm}^2$$

De acuerdo con las recomendaciones, en las áreas de momento negativo, la compresión permisible por flexión en el concreto es:

$$f_c = 0.3 f'c = 0.3 (300) = - 90.00 \text{ kg/cm}^2$$

y el esfuerzo de tensión permisible, considerando que se colocará acero de refuerzo adherido, es:

$$f_t = 1.6 (f'c)^{1/2} = 1.6 (17.32) = + 27.71 \text{ kg/cm}^2$$

Ambos esfuerzos están arriba de los esfuerzos reales calculados.
El momento negativo que se asigna a la franja central es:

$$0.25 M(-) = 0.25 (10.194) = 2.549 \text{ ton-m}$$

y los esfuerzos de flexión, que este produce en el concreto junto con la compresión creada por el preesfuerzo, son:

$$f_1 = - 16.18 + 12.26 = - 3.92 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = - 16.18 - 12.26 = - 28.44 \text{ kg/cm}^2$$

los cuales resultan no críticos.

En la sección de momento positivo, el momento total máximo en cada franja de 7.70 m de ancho es + 7.926 ton-m.

Nuevamente, se asigna a la franja de columnas el 75 %, es decir 5.945 ton-m. Así los esfuerzos de flexión en la franja de columnas son:

$$f_1 = \frac{5.945 (100\ 000)}{20\ 790} = - 28.59 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = + 28.59 \text{ kg/cm}^2$$

y los esfuerzos netos en la parte superior e inferior de la losa de concreto son, respectivamente:

$$f_1 = - 16.18 - 28.59 = - 44.77 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = - 16.18 + 28.59 = + 12.41 \text{ kg/cm}^2$$

De acuerdo con las recomendaciones, para las áreas de momento positivo, la compresión permisible es:

$$f_c = 0.45 f'c = 0.45 (300) = - 135 \text{ kg/cm}^2$$

y la tensión permisible, si se agrega acero adherido, es:

$$f_t = 1.6 (f'c)^{1/2} = + 27.71 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos reales son claramente satisfactorios.

El momento positivo, de la franja central, de $0.25 (7.926) = 1.982$ ton-m, produce esfuerzos de flexión en el concreto, que junto con la compresión creada por el preesfuerzo, son

$$f_1 = - 16.18 - 9.54 = - 25.72 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = - 16.18 + 9.54 = - 6.64 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos no son críticos en aquella ubicación.

Las recomendaciones indican que para el caso de losas con tendones no adheridos se debe de proporcionar varillas de refuerzo no preesforzadas en la parte superior de la losa en la región de las columnas, en la cantidad:

$$A_s = 0.00075 h L$$

siendo L la longitud del claro para el que se determina el refuerzo. Se tiene entonces que:

$$A_s = 0.00075 (18) (770) = 10.395 \text{ cm}^2$$

Para lo cual se usarán 4 barras corrugadas grado 42 ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$) del número 6 (3/4" de diámetro) en cada dirección, que en conjunto proporcionan 11.40 cm^2 en cada sentido.

También se deberá colocar acero adherido en la región de flexión positiva de las franjas de columnas ya que el esfuerzo de tensión en el concreto sobrepasa el esfuerzo permisible para elementos sin ningún refuerzo adicional a los tendones no adheridos, es decir es mayor que :

$$0.53 (f'c)^{1/2} = 0.53 (17.32) = 9.18 \text{ kg/cm}^2$$

En condiciones de servicio los esfuerzos en el concreto de la franja de columnas, en las caras superior e inferior de la losa son, respectivamente:

$$f_1 = - 44.77 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = + 12.41 \text{ kg/cm}^2$$

Esta distribución de esfuerzos a través del peralte de la losa da como resultado un diagrama con forma de dos cuñas opuestas donde la inferior corresponde a la tensión que se presenta en el concreto. Esta cuña de tensión debe ser absorbida por el acero no preesforzado para hacer que el concreto trabaje con cero tensiones.

La profundidad del eje neutro, de acuerdo a la distribución de esfuerzos bajo las condiciones de servicio, es:

$$c = \frac{18}{44.77 + 12.41} (12.41) = 3.906 \text{ cm}$$

y la fuerza total de tensión en el concreto de la franja de columnas resulta:

$$N_c = \frac{12.41}{2} (3.906) (385) = 9\,333 \text{ kg}$$

En esta condición se debe considerar que el acero adherido trabaja a esfuerzos menores a su límite elástico, tal que $f_s = 0.5 f_y$. Así, se determina el área de acero no preesforzado:

$$A_s = \frac{N_c}{0.5 f_y} = \frac{9\,333}{0.5 (4\,200)} = 4.45 \text{ cm}^2$$

se usarán 4 barras del número 4 (1/2" de diámetro) en la dirección paralela a la franja de columnas, proporcionando un área de 5.08 cm^2 .

Se checa el cortante tipo viga en una sección a $h/2$ de la cara del apoyo, es decir a 39.5 cm del eje de las columnas, debido al collar de izaje. La fuerza cortante, para este propósito, bajo cargas factorizadas es:

$$V_u = \frac{7.700 - (2 \times 0.395)}{2} (7.70) (1.4) (432 + 60 + 250) = 26\,636 \text{ kg}$$

La resistencia del concreto a cortante, V_{cr} , se puede considerar como:

$$V_{cr} = 0.53 F_R (f'c)^{1/2} b d = 42\,411 \text{ kg}$$

Donde:

$$\begin{aligned} d &= 18 - 3 = 15 \text{ cm} \\ b &= 385 \text{ cm (ancho de la franja de columnas)} \\ F_R &= 0.80 \end{aligned}$$

lo cual indica que se encuentra substancialmente por encima de V_u . El cortante tipo viga no es crítico.

Se investigará el cortante por penetración en un perímetro crítico b_o distante a $d/2$ del collar de izaje tal que la dimensión del lado de la sección crítica supuesta es $61 + 2 (15/2) = 76 \text{ cm}$, y $b_o = 4 (76) = 304 \text{ cm}$.

La fuerza cortante a ser resistida se puede basar en el área tributaria, despreciando la pequeña reducción debida a la porción de carga dentro del perímetro crítico en este caso:

$$V_u = 7.7 (7.7) (1.4) (432 + 60 + 250) = 61\,591 \text{ kg}$$

La capacidad del concreto de la losa puede obtenerse de acuerdo con la ecuación

$$V_{cr} = F_R 0.265 \left(2 + \frac{4}{B_c} \right) (f'c)^{1/2} b_o d$$

pero V_{cr} no debe ser mayor que, $b_o d$ 1.06 veces la raíz cuadrada de $f'c$.

Como $B_c = 61 / 61 = 1$, y, $0.265 (2 + 4) = 1.59$ que es mayor a 1.06, se tiene que:

$$V_{cr} = 0.80 (1.06)(300)^{1/2} (304) (15) = 66\,976 \text{ kg}$$

Resulta claro que el comportamiento de la losa es satisfactorio sin refuerzo complementario para cortante tanto para el criterio de cortante tipo viga como para el cortante por penetración.

Se revisará la resistencia a flexión de todo el ancho de la franja de losa de 7.70 m, en cada dirección, ubicando las cargas de tal forma que se produzcan los momentos máximos negativos y positivos.

Los momento secundarios causados por el preesfuerzo son, en este caso, para las zonas de momento negativo:

$$M_2 = M_{bal} - M_1 = 18.721 - (233.973 \times 0.06) = + 4.673 \text{ ton-m}$$

y para las zonas de momento positivo:

$$M_2 = M_{bal} - M_1 = -9.36 - (-(233.973 \times 0.06)) = + 4.678 \text{ ton-m}$$

Refiriéndose a la fig. 2.23, e introduciendo los factores de carga usuales, el momento negativo aplicado en la línea de centros de columnas es:

$$M_u(-) = 1.4 (-11.889 + -18.721) + 1.0 (4.678) = - 38.176 \text{ ton-m}$$

y la fuerza cortante asociada es:

$$V = 7.70 \left(\frac{7.70}{2} \right) (1.4) (0.432 + 0.060 + 0.250) + \frac{1.4 (11.889 - 4.756)}{7.70}$$

$$V = 32.092 \text{ ton}$$

En consecuencia la resistencia a flexión requerida en la cara del apoyo es:

$$M_u(-) = 38.176 - \frac{V aL}{3} = 38.176 - \frac{32.092 (0.61)}{3} = -31.650 \text{ ton-m}$$

El momento positivo a ser resistido es:

$$M_u(+) = 1.4 (7.926 + 9.36) + 1.0 (4.678) = 28.878 \text{ ton-m}$$

Para toda la franja de 7.70 m con los 16 torones, el esfuerzo de trabajo en el acero de preesfuerzo es:

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_p} = \frac{233\,973}{22.56} = 10\,372 \text{ kg/cm}^2$$

y el porcentaje del acero de preesfuerzo en las zonas críticas:

$$P_p = \frac{A_p}{b d} = \frac{22.56}{(770)(15)} = 0.00195$$

Se considera el incremento del esfuerzo en el acero de preesfuerzo debido a las cargas factorizadas, para la cual se usa la ecuación:

$$f_{ps} = f_{pe} + 700 + \frac{f_c}{300 P_p}$$

para elementos con cables de preesfuerzo no adheridos y con relación claro peralte mayor de 35.

$$f_{ps} = (10\,372) + 700 + \frac{300}{300 (0.00195)} = 11\,584 \text{ kg/cm}^2$$

que es menor a $f_{py} = 16\,080 \text{ kg/cm}^2$ y que $f_{pe} + 2\,100 = 12\,472 \text{ kg/cm}^2$.

En el cálculo de la resistencia puede incluirse la contribución del acero adicional adherido trabajando a su esfuerzo de fluencia ($4\,200 \text{ kg/cm}^2$).

El esfuerzo reducido de compresión en el concreto para diseño es :

$$f''_c = 0.85 (0.80 (300)) = 204 \text{ kg/cm}^2$$

En la zona de momento negativo se obtiene la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos a partir de la fuerza total de tensión suministrada por el acero de preesfuerzo y de refuerzo (4 del # 6).

$$a = \frac{A_p f_{ps} + A_s f_y}{b f''_c} = \frac{22.56 (11\,584) + 11.4 (4\,200)}{770 (204)} = 1.97 \text{ cm}$$

y el brazo de palanca para el par resistente:

$$z = 15 - \frac{1.97}{2} = 14.015 \text{ cm}$$

Se tiene entonces que :

$$M_R = F_R (A_p f_{ps} + A_s f_y) z = 0.90 (309.215) (0.14)$$

$$M_R = 38.961 \text{ ton-m}$$

el cual se encuentra 23 % por arriba del momento negativo requerido:

$$Mu = 31.650 \text{ ton-m.}$$

Para la sección de momento positivo se toma en cuenta que el acero de refuerzo son 4 varillas del número 4 (1/2" de diámetro), con lo que el bloque equivalente de esfuerzos es:

$$a = \frac{22.56 (11\ 584) + 5.08 (4\ 200)}{770 (204)} = 1.80 \text{ cm}$$

y el brazo de palanca para el par resistente:

$$z = 15 - \frac{1.80}{2} = 14.10 \text{ cm}$$

Se tiene entonces que:

$$M_R = F_R (A_p f_{ps} + A_s f_y) z = 0.90 (282.671) (0.141)$$

$$M_R = 35.871 \text{ ton-m mayor que } Mu = 28.878 \text{ ton-m}$$

La deflexión por carga viva en el centro de un panel típico se revisará empleando el método del marco equivalente. Los momentos de inercia para todo el ancho del marco y para las franjas de columna y central son, respectivamente:

$$I_{\text{marc}} = \frac{770 (18)^3}{12} = 374\ 220 \text{ cm}^3$$

$$\text{Franjas: } I_{\text{col}} = I_{\text{cent}} = \frac{374\ 220}{2} = 187\ 110 \text{ cm}^4$$

De acuerdo con la ecuación :

$$df_{\text{ref}} = \frac{w L^4}{384 E_c I_{\text{marc}}}$$

la deflexión de referencia se halla igual a:

$$df_{\text{ref}} = \frac{250 (7.70) (0.01) (770)^4}{384 (242\ 487) (374\ 220)} = 0.19 \text{ cm}$$

y las deflexiones de las franjas de columna y central, suponiendo sus extremos empotrados, son:

$$df.col = df.ref \left(\frac{M_{col}}{M_{f.marc}} \right) \left(\frac{E_c I_{f.marc}}{E_c I_{col}} \right) = 0.19 (0.75) (2) = 0.29 \text{ cm}$$

$$df.cent = df.ref \left(\frac{M_{cent}}{M_{f.marc}} \right) \left(\frac{E_c I_{f.marc}}{E_c I_{cent}} \right) = 0.19 (0.25) (2) = 0.095 \text{ cm}$$

Para el caso presente, considerando que no se transmiten momentos a través de la unión de losa y columna, se debe de hallar las rotaciones reales de las franjas de la losa del diagrama de momentos, usando los principios del área de momentos. Los cálculos se basan en el diagrama correspondiente al momento máximo por carga viva (fig. 2.23b). La distancia de un punto sobre la curva elástica en el apoyo izquierdo desde una tangente a la curva elástica en el apoyo derecho se halla tomando momento del área M/EI alrededor del apoyo izquierdo:

$$\Delta o = \frac{1}{EI} \left((14.267 (7.70) \left(\frac{2}{3} \right)) - (7.70) (6.341) \right) \frac{7.70}{2}$$

$$\Delta o = \frac{93.9845}{EI}$$

La pendiente en el apoyo derecho (la pendiente en el apoyo izquierdo es la misma pero de signo contrario) se calcula fácilmente dividiendo Δo por la longitud del claro y considerando las unidades que intervienen:

$$\theta = \frac{93.9845 \times 10^9}{(242\ 487) (374\ 220) (770)} = 0.001345 \text{ rad.}$$

Una vez conocida la rotación en cada extremo, se puede calcular la deflexión al centro del claro asociada de la estructura equivalente. La deflexión al centro del claro de una viga que experimenta una rotación en un extremo de θ radianes, estando el otro empotrado, es:

$$d_{ro} = \frac{\theta L}{8} = \frac{0.001345 (770)}{8} = 0.1295 \text{ cm}$$

y las deflexiones en el centro del claro de las franjas de columna y central son, respectivamente:

$$d_{col} = df.col + d_{ro.izq} + d_{ro.der} = 0.29 + 0.13 + 0.13 = 0.55 \text{ cm}$$

$$d_{cent} = df.cent + d_{ro.izq} + d_{ro.der} = 0.097 + 0.13 + 0.13 = 0.36 \text{ cm}$$

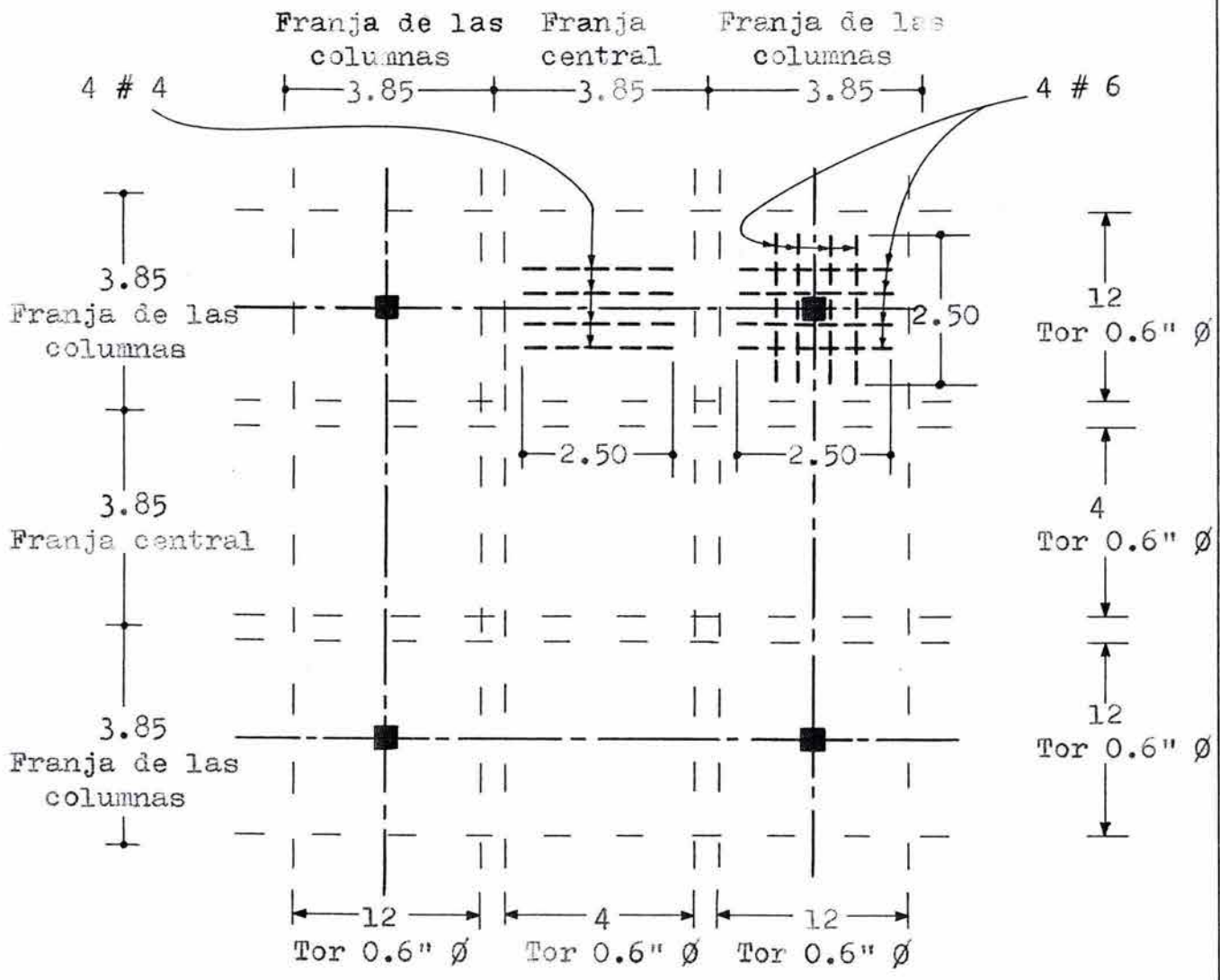


FIG. 2.24. DISTRIBUCION DE LOS TENDONES DE PREESFUERZO Y DEL REFUERZO ADHERIDO EN UN PANEL INTERIOR DE LA LOSA PLANA.

Finalmente, la deflexión máxima al centro del panel se obtiene sumando la deflexión de la franja de columnas en una dirección más la deflexión de la franja central de la dirección perpendicular, como el panel es cuadrado se tiene que:

$$d_{\text{máx}} = 0.55 + 0.36 = 0.91 \text{ cm (9.1 mm)}$$

El Código ACI-318 contempla una deflexión límite debida a la carga viva de 1/360 veces el claro, es decir 2.13 cm. El diseño para este respecto, y para todos los otros es satisfactorio.

El arreglo completo de los tendones de preesfuerzo y de las varillas de refuerzo no preesforzadas se muestra en la fig. 2.24.

2.5. Recomendaciones para elementos de concreto preesforzado con tendones no adheridos (Reportado por el ACI comité 423; 1996).

2.5.1. Introducción.

2.5.1.1. Objetivo.

El objetivo de este reporte es presentar recomendaciones para diseño, materiales, y construcción de estructuras de concreto preesforzado con tendones no adheridos que se complementan con los requerimientos de seguridad y funcionamiento del Código de Construcciones ACI (ACI-318).

Este reporte es una guía, no un Código de construcciones o especificaciones. Las recomendaciones que se presentan son para la información de ingenieros profesionales quienes deben agregar su criterio a la aplicación de las recomendaciones.

2.5.1.2. Alcance.

Estas recomendaciones están destinadas a cubrir las consideraciones especiales pertinentes al diseño con tendones no adheridos. Se considera en éste reporte el diseño de trabes, vigas y losas, miembros continuos, detalles y propiedades de los tendones, y anclajes y su protección contra la corrosión durante la construcción y a través de la vida útil de la estructura.

Las recomendaciones no están enfocadas a las etapas de construcción no adheridas de elementos que utilizan tendones postensados adheridos por medio de inyección de morteros o lechada en ductos metálicos colocados dentro de las piezas de concreto, o a los elementos que estén destinados a resistir tensión directa tales como cables de suspensión, tensores de arcos, tirantes de contención, tendones circunferenciales para recipientes a presión, o losas postensadas de cimentación en construcción residencial ligera, para estas últimas se han desarrollado métodos independientes de diseño (ref.: "Diseño y construcción de losas postensadas sobre terreno", Post-Tensioning Institute, 1980).

2.5.2. Consideraciones de diseño.

2.5.2.1. Generalidades.

La resistencia así como las limitaciones de funcionamiento (incluyendo los esfuerzos) deben determinarse con las previsiones del Código ACI-318, algunas de las recomendaciones difieren de los contenidos del Código de Construcciones o se relacionan con las áreas no cubiertas por él.

2.5.2.2. Miembros continuos.

Para losas o trabes continuas con dos o más claros preesforzadas solo en una dirección, la condición de carga o la exposición al fuego que cause la falla de todos los tendones en un claro conlleva a una pérdida de preesfuerzo y de mucha de la capacidad para soportar cargas en los otros claros. Deben considerarse las consecuencias de tales fallas catastróficas en algún claro específico con la estabilidad completa del sistema estructural.

El Código ACI-318 como respuesta a ésta preocupación, y también a otras consideraciones tales como la limitación del ancho de las grietas, en la sección 18.9.2 y la sección 18.9.2, especifica una cantidad mínima de refuerzo adherido igual a 0.004 de A, donde A es el área de la sección transversal del elemento comprendida entre la cara de tensión por flexión y el centro de gravedad de la sección total.

Esta cantidad de refuerzo adherido es aproximadamente igual al refuerzo mínimo requerido para losas reforzadas convencionalmente (sección 10.5.3 de ACI-318).

En losas con trabajo en una dirección pueden incorporarse tendones no adheridos con longitud parcial, tendones traslapados, o tendones con anclajes intermedios que permitan limitar la extensión de pérdidas de capacidad de carga en los otros claros.

El Uniform Building Code (Código Uniforme de Construcciones) requiere como alternativa proporcionar una capacidad igual a la carga muerta más la cuarta parte de la carga viva suministrada por refuerzo adherido convencional, con un factor de carga igual a uno, para elementos postensados en una dirección con tendones no adheridos.

Dependiendo del claro y de la configuración de las cargas, el criterio de la carga muerta más la cuarta parte de la carga viva a veces es alcanzado por los requerimientos de 0.40 por ciento del área A, antes descrita.

En la región de momento negativo de vigas T, u otros elementos donde el ancho a compresión es limitado, la cantidad de refuerzo a proporcionar es también limitada (sección 18.8 de ACI-318), por que se debe evitar la posibilidad de una falla en compresión bajo las cargas factorizadas.

De acuerdo con la sección 18.9.4.3 del ACI-318, el refuerzo adherido para vigas y losas debe ser detallado conforme a las previsiones del Capítulo 12 del ACI-318, con suficiente traslape entre las barras de refuerzo adherido para momento positivo con las de momento negativo, asegurando un funcionamiento alternativo como sistema soportante, en caso de que se perdiera el preesfuerzo.

Para losas en dos direcciones, debe considerarse la capacidad de los tendones para soportar carga en cada dirección. En el caso de losas en dos direcciones de proporciones usuales, las cargas catastróficas más allá de la capacidad de diseño en un sentido generalmente no son críticas para los otros claros como en los sistemas en una dirección.

Las pruebas han mostrado el comportamiento a flexión de sistemas de losas postensadas en dos direcciones bajo varias condiciones de carga y la capacidad para soportar algunos tipos de cargas catastróficas; este comportamiento es intrínsecamente reconocido en el ACI-318, también en el Uniform Building Code y algunos códigos locales por la reducción en la cantidad requerida de refuerzo adherido en comparación con los sistemas en una dirección.

2.5.2.3. Protección contra la corrosión.

Los tendones de preesfuerzo no adheridos deben ser protegidos durante su almacenamiento, habilitado, transportación, en la construcción, y posterior instalación. La protección contra la corrosión debe cumplir con los requerimientos del Post-Tensioning Institute (Instituto del Postensado), "Specification For Unbonded Single Strand Tendons" (Especificaciones Para Monotorones no Adheridos).

Estas especificaciones se proporcionan para dos niveles o grados de protección contra la corrosión, con medidas adicionales requeridas para los tendones usados en ambientes altamente corrosivos. El recubrimiento de concreto para los tendones no adheridos debe ser definido considerando otros factores, tal como los límites permitidos por la práctica.

En las estructuras expuestas a ambientes corrosivos se incluye a todas las estructuras sujetas directa o indirectamente a químicos deshielantes, agua de mar, agua salina o espumas o brisa de manantiales, estructuras cercanas a la costa marina expuestas a brisa salina, y estructuras no impermeabilizadas con pastas especiales.

Los huecos producidos por los formadores de vacío para postensión y las juntas de construcción con anclajes intermedios que normalmente no son mantenidos en condición seca después de la construcción deben ser también consideradas expuestas a ambiente corrosivo. En el diseño se deben evaluar las condiciones cuidadosamente para determinar si el ambiente en que las estructuras estarán ubicadas es considerado corrosivo en algún sentido. Casi todas las construcciones comunes (edificios de oficinas, edificios de apartamentos, almacenes, edificios de fabricas, estacionamientos) son consideradas que se ubican en ambiente normal.

2.5.2.4. Resistencia al fuego.

Una determinación práctica de la resistencia al fuego puede realizarse de acuerdo con las características de la transmisión del calor y del dimensionamiento o por un procedimiento de diseño más racional que determine la resistencia al fuego basándose en las propiedades químicas y mecánicas de los materiales.

La norma ASTM-E119 incluye una guía para clasificar una construcción como "restringida" o "no restringida". La guía indica que cada restricción a la expansión térmica o restricción

Faltan páginas

N° 216-217

2.5.2.4.2. Protección de anclas.

El recubrimiento para las anclas del acero de preesfuerzo debe ser como mínimo 6 mm más grueso que el requerido en otras zonas del elemento. El recubrimiento mínimo para el acero de la placa o ancla debe de ser 25 mm en traveses y 20 mm en losas.

2.5.2.4.3. Diseño racional de la resistencia al fuego.

Un procedimiento analítico racional para la determinación de la resistencia al fuego en estructuras de concreto preesforzado ha sido desarrollado según un análisis de los resultados de pruebas realizadas de acuerdo con la norma estándar, ASTM E119.

Los datos básicos de la relación esfuerzo-temperatura para acero y concreto se utilizaron de acuerdo con la información de temperaturas en losas y traveses de concreto durante las pruebas estándar de fuego. Los procedimientos de diseño racional para traveses y losas de concreto que son postensados con tendones no adheridos son esencialmente los mismos que para elementos de concreto preesforzado pretensado (tendones adheridos). Los tendones curvados, casi rectos o tendones desviados, introducen sólo menores diferencias que no producen cambios en los procedimientos de diseño.

Las pruebas en elementos postensados indican que la temperatura en los tendones de las regiones de momento positivo al final de una prueba de fuego pueden ser considerados esencialmente los mismos sin importar que los tendones sean o no adheridos. Además, estas pruebas indican que el esfuerzo de falla en el acero de preesfuerzo, $f_{ps\delta}$, durante la prueba de fuego puede ser estimado como una función de la resistencia última del acero a una temperatura δ por la relación:

$$\frac{f_{ps\delta}}{f_{pu\delta}} = \frac{f_{ps}}{f_{pu}}$$

Donde:

f_{ps} = Esfuerzo en el acero de preesfuerzo para una resistencia nominal, kg/cm^2 . Este esfuerzo puede calcularse con las formulas proporcionadas para determinar el esfuerzo cuando se alcanza la resistencia de falla en el elemento.

f_{pu} = Resistencia ultima especificada a la tensión para el acero de preesfuerzo, kg/cm^2 .

$f_{ps\delta}$ = Esfuerzo en el tendón para una resistencia nominal a elevadas temperaturas, kg/cm^2 .

$f_{pu\delta}$ = Resistencia de tensión del tendón a elevadas temperaturas, kg/cm^2 , puede obtenerse de tablas proporcionadas por el fabricante de acero para concreto preesforzado.

Para traveses o losas continuas en las que se utilice tendones continuos no adheridos con trazas parabólicas, expuestos al fuego en su cara inferior, el valor de $f_{ps\delta}$ en la región de momento negativo debe tomarse igual que para la región de momento positivo. La capacidad en cualquier punto a lo largo de un tendón no adherido esta limitada por la capacidad del punto donde la temperatura en el acero es elevada. Sobre estas bases, es posible determinar el momento resistente teórico retenido para un periodo especificado de resistencia al fuego (por decir 2 horas) en la región de momento positivo y para la región de momento negativo en un

panel determinado de una estructura. La capacidad de momento máximo en columnas exteriores no puede ser excedido por aquel que puede ser transmitido por la columna. Al evaluar el momento resistente teórico retenido, se puede asumir que en el caso de presentarse fuego bajo el piso, se puede prever una redistribución de momentos al fluir el refuerzo adherido de la región de momento negativo. Si el momento aplicado es menor que la capacidad de momento retenido después de la redistribución, la resistencia al fuego es adecuada.

Esto es:

$$M = +Mt\zeta + 1/2 (-Mt1\zeta + -Mt2\zeta)$$

Donde:

$$M = \text{Momento estático total (sin factorizar)} = \frac{w L^2}{8}$$

+Mt ζ = Momento retenido a mitad del claro.

-Mt1 ζ = Momento retenido negativo en la columna 1.

-Mt2 ζ = Momento retenido negativo en la columna 2.

Si, sin embargo la aplicación del momento a la mitad del claro es mayor que la capacidad de momento retenido, pueden hacerse cambios en el diseño.

Se dispone de diversas opciones para mejorar la resistencia al fuego, estas incluyen:

1. Incremento del recubrimiento de concreto en la región de momento positivo.
2. Incremento del número de tendones de preesfuerzo.
3. Agregar acero de refuerzo para momento positivo.
4. Agregar acero de refuerzo para momento negativo.
5. Por supuesto, hay otras soluciones, como el uso de losas más gruesas, concreto ligero, o la adición de un plafón resistente al fuego. También, pueden usarse combinaciones de las opciones anteriores.

La solución más apropiada depende del costo, aceptabilidad arquitectónica y tal vez de otras consideraciones. Por ejemplo, la necesidad de un alto grado de resistencia al fuego en un piso existente, donde las opciones 1 a la 4 no son aplicables, así un revestimiento inferior o un plafón resistentes pueden ser lo más apropiado.

Muy a menudo la mejor solución en la etapa del diseño es la adición de algún refuerzo de acero que mejora no solo la resistencia al fuego sino también la resistencia competa y la ductilidad del piso.

2.5.2.5. Cargas sísmicas.

Un gran número de estructuras de concreto ubicadas en áreas sujetas a disturbios sísmicos incluyen elementos postensados en el sistema estructural que soporta cargas gravitacionales, a condición de que con muros de cortante, marcos arriostrados, o marcos dúctiles de tipo espacial de concreto reforzado resistentes a flexión, se resistan las fuerzas laterales debidas a viento o sismo. La mayoría de los modelos de los reglamentos de

construcciones en E.U.A. actualmente cuentan con criterios mínimos para diseño sísmico basados en los requerimientos y comentarios publicados por el Comité de Sismología de la Asociación de Ingeniería Estructural de California y/o el NEHRP (siglas del National Earthquake Hazards Reduction Program -Programa Nacional de Reducción de Riesgos por Sismos-) "Recomendaciones Estipuladas para el Desarrollo de Regulaciones Sísmicas para Nuevas Construcciones".

Mientras todos los modelos de reglamentos permiten el uso de tendones postensados no adheridos en los elementos estructurales que soportan cargas gravitacionales o verticales, actuando como diafragmas horizontales entre los elementos disipadores de energía bajo cargas sísmicas, hay algunas diferencias cuando estos últimos tienen fuerzas de postensión que no son muy grandes y pueden ser utilizados también para resistir fuerzas sísmicas.

El NEHRP (1991), BOCA (1993), y el Estandar Building Code (1994) permiten una cantidad límite de postensión a ser considerada en la resistencia de fuerzas inducidas por sismo. Específicamente, estas previsiones del NEHRP (1991) son como sigue:

Sección 11.1.1.4: "Se permite usar tendones postensados en elementos a flexión que formen parte de un sistema de marcos, y proporcionen un esfuerzo medio f_{pc} , calculado para un área igual a la menor dimensión de la sección transversal multiplicada por la dimensión perpendicular, que no exceda de 25 kg/cm^2 " (ver la fig. 2.25 para la aplicación del área de la sección transversal).

Sección 11.1.1.5: "Para miembros en los cuales los tendones de preesfuerzo son usados junto con refuerzo que cumpla con la norma ASTM A 706 o con la A 615 ($f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ o 4200 kg/cm^2) para resistir fuerzas inducidas por sismo, los tendones de preesfuerzo no deben proporcionar más de la cuarta parte de la resistencia para momento positivo y momento negativo en la cara de las juntas (nodos). Los anclajes de los tendones deben mostrar un funcionamiento satisfactorio ante cargas sísmicas. Los anclajes ensamblados deben resistir, sin falla, un mínimo de 50 ciclos en un rango de carga entre el 40 y el 85 por ciento de la resistencia mínima especificada del tendón. Los tendones deben extenderse a través de la junta y ser anclados en la cara exterior de la junta o más allá".

El Uniform Building Code para zonificaciones indefinidas no explica ninguna consignación de estas previsiones en esas áreas, por lo que debe usarse refuerzo adherido no preesforzado que cumpla con las limitaciones de máxima resistencia de fluencia y la mínima resistencia de tensión.

EL modelo del Código también contiene previsiones para todos los elementos de la estructura que por diseño no requieran ser parte del sistema resistente a fuerzas laterales, pero que deben ser capaces de resistir los momentos inducidos por las distorsiones de la estructura que resultan de las fuerzas laterales, adicionalmente de los momentos causados por las cargas verticales; esto se esto es aplicable tanto a los elementos de concreto preesforzado como a los componentes de otros materiales. Esto muestra que los elementos preesforzados subreforzados deben cumplir con los requerimientos de ductilidad previstos por el Código.

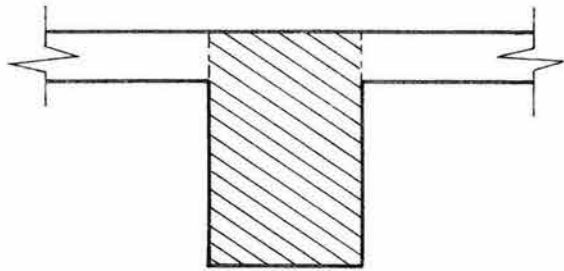


FIG. 2.25. CRITERIO DE APLICACION EN TRABES T

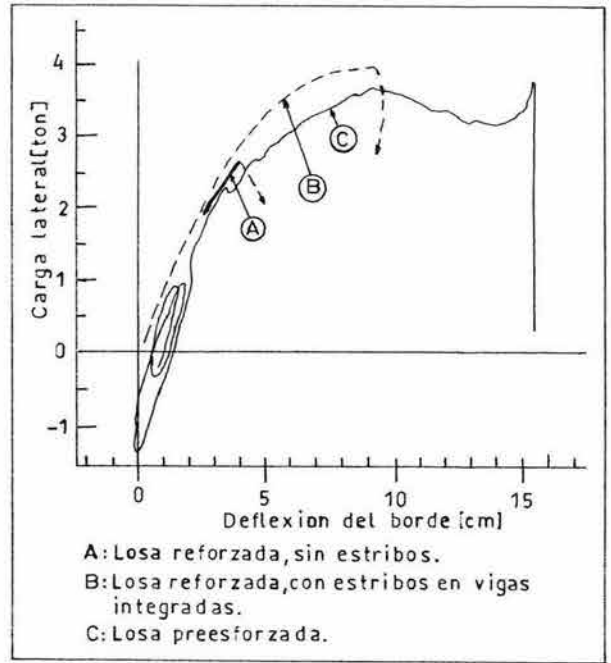
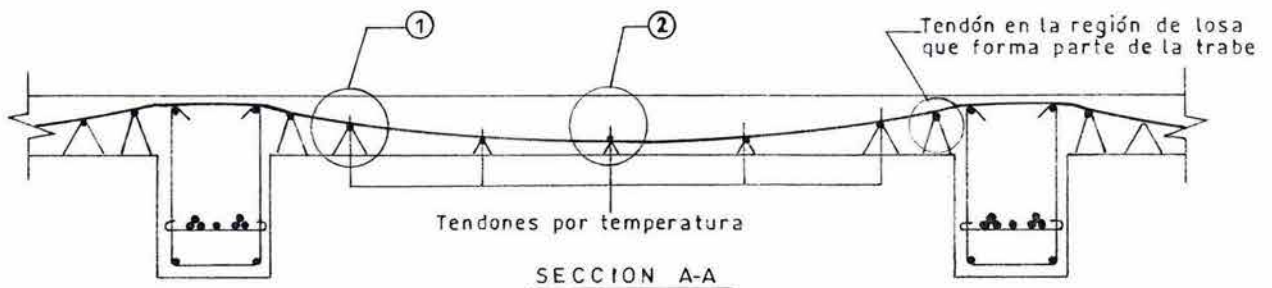
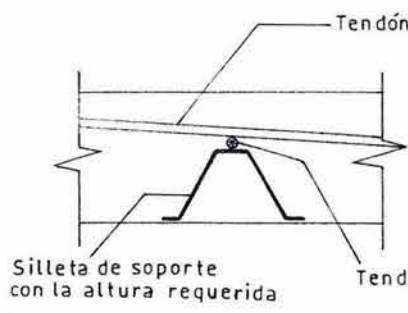


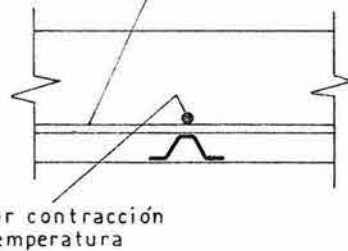
FIG. 2.26. COMPARACION DE LA RELACION CARGA LATERAL-DEFLEXION DEL BORDE EN ESPECIMENES LOSA-COLUMNA INTERIOR DE CONCRETO REFORZADO Y PREESFORZADO



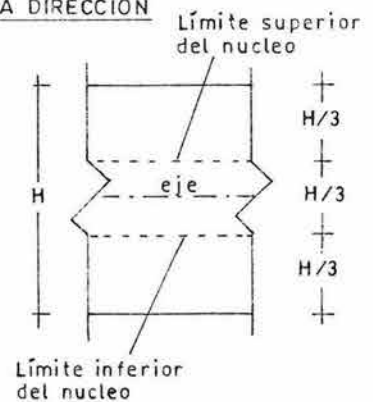
DISEÑO DE TRABE Y LOSA EN UNA DIRECCION



DETALLE 1



DETALLE 2



NUCLEO CENTRAL EN SECCIONES RECTANGULARES

FIG. 2.27. DETALLES PARA EL USO DE TENDONES NO ADHERIDOS DE REFUERZO POR CONTRACCION Y TEMPERATURA EN SISTEMAS DE TRABE Y LOSA EN UNA DIRECCION

La fig. 2.26 muestra que después de ensayar unos especímenes de una unión interior de losa-columna con cargas cíclicas reversibles de baja intensidad, la losa con refuerzo convencional requirió la adición de estribos de refuerzo con un espaciamiento más cerrado para alcanzar una ductilidad comparable a aquella de una losa postensada. Puesto que el esfuerzo en los tendones no adheridos es distribuido en todo el largo del tendón, no se puede esperar que estos se esfuerzen más allá de su rango elástico, y el esfuerzo permanece constante en un sismo severo. Como resultado, los tendones no disipan mucha energía.

Tanto las pruebas de laboratorio como la experiencia práctica indican que esta objeción puede ser superada por el uso de elementos que contengan una combinación de tendones no adheridos con refuerzo adherido no preesforzado. Las pruebas de laboratorio en elementos estructurales postensados han mostrado que las características de disipación de energía bajo cargas sísmicas, conformadas con las disposiciones generales, pueden ser alcanzadas por la combinación adecuada de refuerzo preesforzado y no preesforzado (adherido).

Adicionalmente a estas pruebas de laboratorio, en que parte de los elementos tenía tanto tendones adheridos como no adheridos, diversas estructuras de mediana y gran altura, incorporando tendones no adheridos en los elementos de los marcos resistentes a sismo, soportaron elevadas fuerzas laterales durante los sismos de San Fernando en 1971, de Loma Prieta en 1989, y de Northridge en 1994, sin peligros estructurales. En el diseño de estas estructuras, la consideración de los tendones como refuerzo de tensión bajo cargas sísmicas fue un descuido, solo deben considerarse los momentos inducidos en el marco por la acción del tendón de preesfuerzo. Debe proporcionarse barras de refuerzo grado 42 ($f_y = 4\ 200\ \text{kg/cm}^2$) para suministrar la capacidad a flexión, e inducir así la energía de disipación.

Ya que el tendón no puede esforzarse más allá del rango elástico, ello reduce la deterioración de la capacidad a cortante proporcionando una fuerza de cortante por fricción casi constante en la cara de la unión trabe-columna. Los anclajes de los tendones no adheridos, estudiados con la interpretación de la falla de una estructura de placa plana para losa levantada, demostraron su integridad constante después del colapso de la estructura, de la falla en tensión del tendón y del aplastamiento del bloque final de esfuerzos en el concreto.

Las trabes postensadas pueden ser dimensionadas para ser más esbeltas que los miembros reforzados convencionales. Esta reducción en la rigidez de la sección de la trabe puede compensar el incremento de la rigidez resultante del preesfuerzo (disminuyendo la extensión del punto inelástico), y mejorar el funcionamiento total del marco comparado favorablemente con los marcos dúctiles comunes.

Los resultados de pruebas de cargas cíclicas reversibles de alta intensidad en especímenes que representan marcos dúctiles de concreto resistentes a flexión con trabes postensadas sin adherencia indican que el preesfuerzo postensado no tuvo influencias adversas en las características sísmicas del espécimen. Estas pruebas reportan recomendaciones de que el esfuerzo promedio nominal, basado en el área de la sección transversal rectangular de la trabe, debe ser limitado a aproximadamente $25\ \text{kg/cm}^2$. Las rigideces, después de las cargas sísmicas, de los especímenes de marco postensado fue mayor que las rigideces de los especímenes no postensados. El preesfuerzo postensado mejora el funcionamiento del refuerzo no preesforzado en la confección trabe-columna.

Las especificaciones estándar para sistemas de anclaje de tendones no adheridos contienen requerimientos de pruebas estáticas y dinámicas, que al ser más severas, pueden anticipar un

sismo de alta intensidad. Estas especificaciones también requieren que los anclajes para los tendones no adheridos cumplan con los requerimientos de las pruebas de fatiga.

2.5.3. Diseño.

2.5.3.1. Generalidades.

Las disposiciones de diseño del Capítulo 18 (Concreto Preesforzado) del ACI-318 son aplicables a los contenidos de este tema, solo algunas recomendaciones sugeridas difieren de las especificadas por el Código.

2.5.3.2. Sistemas en una dirección.

2.5.3.2.1. Refuerzo mínimo adherido.

El refuerzo mínimo adherido especificado en la sección 18.9.2 del ACI-318 se considera adecuado para limitar el ancho de las grietas debido a la carga muerta y la carga viva, por la distribución del agrietamiento. Esta cantidad de refuerzo también proporciona un sistema alternativo para soportar cargas si ocurrieren cargas catastrófica o una carga anormal en un claro de un elemento continuo postensado en una dirección con tendones no adheridos. Por esta razón se recomienda este refuerzo adherido, usándolo como parte de diseño del momento resistente o destinado a proporcionar una ruta de carga alterna de los sistemas en una dirección y debe ser detallado de acuerdo con las previsiones del Capítulo 12 del ACI-318. El espaciamiento requerido para losas de concreto reforzado especificado en la Sección 7.6.5 del ACI-318 no es aplicable al refuerzo adherido de losas postensadas con tendones no adheridos.

En losas en una dirección, el uso económico del refuerzo adherido mínimo especificado como 0.40 por ciento de A, indica el uso del esfuerzo de tensión de diseño en concreto dentro del rango de 2.4 a 3.2 veces la raíz cuadrada de la resistencia nominal a compresión del concreto $f'c$ (kg/cm^2).

Se tienen pruebas que muestran un funcionamiento satisfactorio de las losas con éste nivel de esfuerzo de tensión de diseño en conjunto con los requerimientos de acero de refuerzo adherido mínimo, 0.040 A. Sin embargo, el uso de un esfuerzo de tensión bajo, para el diseño, puede ser preferible desde el punto de vista de la durabilidad, para diseños tales como las estructuras para estacionamiento ubicadas en climas severos.

La norma requiere que la cantidad total de tendones adheridos y no adheridos sea la adecuada para desarrollar 1.2 veces la carga de agrietamiento basada en el módulo de ruptura, f_r , de 2 veces la raíz cuadrada de $f'c$ (kg/cm^2) en la sección no agrietada. Esta disposición se incluye en prevención de una falla de agrietamiento por flexión debido a la fluencia y ruptura del refuerzo. En contraste con éste modo de falla, las pruebas de losas en una dirección y trabes han demostrado que los tendones no adheridos no alcanzan su ruptura y no desarrollan su fluencia en el instante del colapso por flexión. Y, adicionalmente, la cantidad mínima del refuerzo adherido requerida para los miembros postensados en una dirección junto con el acero de preesfuerzo, igualan o exceden los requerimientos para el refuerzo mínimo en elementos reforzados convencionalmente por un margen substancial.

Por esta razón y considerando que los tendones no adheridos no pueden fluir o colapsarse por ruptura, se recomienda hacer caso omiso a los requerimientos de 1.2 veces la carga de agrietamiento para losas en una dirección y trabes con tendones no adheridos, tampoco este criterio puede controlar usualmente los requerimientos de refuerzo en trabes T y vigas postensadas en una dirección.

Para el uso de la cantidad mínima de refuerzo adherido, igual a 0.40 por ciento de A , en las áreas de momento negativo en construcciones de trabes y vigas T, el ancho del patín debe ser el mínimo que se pueda proporcionar con las propiedades de la sección y se deben satisfacer las limitaciones del esfuerzo de compresión máxima de $0.45 f'c$ bajo cargas de servicio en el alma o en el lecho inferior de la trabe.

El esfuerzo de tensión en la fibra superior solo debe ser revisado. El refuerzo total adherido y no adherido suministrado debe solo satisfacer la resistencia requerida por diseño a flexión sin exceder los requerimientos de ductilidad y evitar una falla en compresión.

2.5.3.2.2. Espaciamiento de los tendones.

Los requerimientos de refuerzo mínimo adherido para losas en una dirección que estipula el Código, típicamente resultan en el uso de barras del número 4 (1/2" de diámetro) espaciadas a cada 50 cm centro a centro tanto para momento positivo como para momento negativo para una losa de 12 cm de espesor. Para un peralte de 20 cm de losa en una dirección, las barras del número 4 requieran de casi 30 cm a centros. Las barras grandes requieren un espaciamiento algo más amplio.

En consideración a esta cantidad y espaciamiento del refuerzo adherido, un espaciamiento máximo para los tendones de 9 veces el espesor de la losa (o 150 cm máximo) se recomienda para losas en una dirección con cargas vivas normales y uniformemente distribuidas. Independientemente de la restricción adicional del preesfuerzo mínimo de 9 kg/cm^2 especificado para losas en dos direcciones.

Pueden requerirse consideraciones especiales para el espaciamiento de los tendones en losas con concentraciones de carga significativas.

En ciertos casos, tal como el de los tendones externos retroajustados, un espaciamiento mayor a nueve veces el espesor de la losa, o 1.50 m, puede ser aceptable. En tales casos estas limitaciones pueden ser excedidas a condición de que se pueda demostrar por un análisis racional que el sistema de losa puede soportar adecuadamente las cargas de diseño.

2.5.3.2.3. Refuerzo transversal mínimo (estribos).

Se necesita una cantidad mínima de refuerzo transversal, formado por estribos, en todas las vigas postensadas, planchas de losa y trabes T, para proporcionar un medio de soporte para los torones en el perfil de diseño del tendón. Cuando los tendones no se soportan adecuadamente por estribos, durante el colado del concreto pueden ocurrir desviaciones locales de los tendones en las suaves curvaturas parabólicas supuestas en el diseño. En tales casos, cuando el tendón es esforzado la curva de desviación del tendón intenta enderezarse, y este proceso puede causar esfuerzos grandes de tensión en el alma de trabes postensadas, vigas, o planchas planas. Se ha observado agrietamientos en casos críticos cuando no se proporcionan estribos.

Las curvaturas no deseadas de los tendones pueden evitarse con el aseguramiento de los tendones a los estribos mediante amarres que los sostengan rígidamente en su lugar o con otros elementos en el armado del refuerzo adherido. Para los tendones instalados en paquetes de dos a cuatro monotorones, se recomienda que estén amarrados a estribos mínimo del número 3 (3/8" de diámetro) colocados a cada 75 cm centro a centro, y para tendones en paquetes de cinco o más monotorones, la sugerencia es usar amarres en estribos del número 4 (1/2" de diámetro) colocados a cada 105 cm centro a centro. Esta cantidad y espaciamiento de estribos se recomienda aun cuando la magnitud de los esfuerzos cortantes sea tal que no se requiera de estribos de acuerdo a las previsiones que para esto se describen en la Sección 11.5.5 del ACI-318. En la mayoría de los casos, el espaciamiento de los estribos que se requiere para satisfacer los requerimientos de refuerzo por cortante llega a ser menor que el de los requisitos mínimos.

2.5.3.2.4. Refuerzo preesforzado por contracción y temperatura.

Para controlar los efectos de contracción y temperatura pueden usarse tendones que suministren un esfuerzo promedio (P/A) de 7 kg/cm^2 de compresión en el área total de la sección de concreto, usando para este el esfuerzo efectivo en el acero de preesfuerzo, después de las pérdidas.

En la construcción de traveses y losas coladas monolíticamente, la porción de la losa que se usa como patín de la trabe debe satisfacer los requisitos de refuerzo mínimo del Capítulo 18 del ACI-318 que se tienen especificados para traveses. Adicionalmente, en las áreas de momento positivo, la losa debe ser reforzada de acuerdo con la Sección 7.12.2 del ACI-318 a menos que se mantenga un esfuerzo de compresión igual a 7 kg/cm^2 bajo el preesfuerzo efectivo más la carga muerta. En la región central del panel, entre los bordes de los patines de las traveses, se deben usar tendones adicionales para proporcionar una compresión de 7 kg/cm^2 en la porción de la losa que no es usada como parte de las traveses. Los tendones usados como refuerzo, para controlar los efectos de la contracción y de la temperatura, deben ser colocados lo más cerca que sea posible del centro de gravedad de la sección transversal de la losa. En los casos donde los tendones de refuerzo por contracción y temperatura sean usados para soportar los tendones principales, es admisible variar su posición vertical con respecto al centroide de la losa. Sin embargo, la excentricidad resultante de los tendones por contracción y temperatura no debe quedar fuera del núcleo central superior o del núcleo central inferior, de la sección transversal de la losa. La fig. 2.27 ilustra los detalles para el uso de tendones no adheridos como refuerzo por contracción y temperatura en la construcción de traveses con losa en una dirección.

2.5.3.2.5. Ancho del patín para traveses T.

El ancho efectivo para el patín de traveses T postensadas puede tomarse igual que para traveses T reforzadas ordinariamente. Para elementos monolíticos o totalmente compuestos, una viga incluye la parte de la losa a cada lado de ella, a una distancia igual a la proyección de la viga hacia arriba o hacia abajo de la losa, lo que sea mayor, pero no mayor que 4 veces el peralte de la losa (ver la fig. 2.28), o puede estar basado en procedimientos de análisis elástico. El ancho efectivo de los patines para fuerzas normales próximas a los anclajes de postensión

puede ser asumida de acuerdo con la fig. 2.28, como $2b_n + b'$, b_n es el ancho de la losa a cada lado del alma.

2.5.3.3. Sistemas en dos direcciones.

2.5.3.3.1. Análisis.

Los sistemas de losas preesforzadas reforzadas por flexión en más de una dirección deben ser analizados de acuerdo con las disposiciones de la sección 13.7 del ACI-318 para sistemas de losa en dos direcciones (excluyendo la Sección 13.7.7.4 y 13.7.7.5), o por métodos más precisos, incluyendo la técnica de elementos finitos o la clásica teoría elástica.

El método de análisis del Marco Equivalente ha mostrado por pruebas en grandes modelos estructurales una predicción satisfactoria de los momentos y cortantes factorizados en sistemas de losas preesforzadas. Las referencias de investigaciones solo muestran que la teoría de la línea de fluencia predice la resistencia a flexión de losas postensadas en dos direcciones razonablemente bien. Los análisis donde se usa la sección prismática u otras aproximaciones de la rigidez que difieren substancialmente del método del marco equivalente pueden proporcionar resultados erróneos o del lado inseguro. Los métodos simplificados de análisis comunes de coeficientes (conocido en el Código ACI-318 Sección 13.6 como Método Directo) no pueden ser aplicados a los sistemas de losas de concreto preesforzado por que están basados en los momentos obtenidos principalmente mediante pruebas en losas de concreto reforzado. Las otras previsiones que incluyen especificaciones para los arreglos de las cargas vivas son aplicables para el análisis de placas planas postensadas.

Si la probabilidad de agrietamiento de la losa es pequeña, la rigidez a fuerzas laterales puede asumirse usando las consideraciones del Método del Marco Equivalente, si sin embargo, hay una elevada probabilidad de que el agrietamiento sea extenso, debe usarse la rigidez de la sección agrietada y la rigidez torsional debe tomarse como 1/10 de la calculada según las previsiones del Código. La rigidez de la sección agrietada debe usarse siempre para el cálculo de los desplazamientos bajo cargas sísmicas. La resistencia bajo cargas laterales puede ser evaluada usando las combinaciones de cargas factorizadas que para este fin se especifican en el Código, además de considerar los efectos debidos a las reacciones inducidas por los efectos del preesfuerzo de acuerdo con la Sección 18.10.3 en conjunción con la Sección 9.2 del ACI-318. La evaluación de los requerimientos de resistencia bajo cargas laterales puede revelar la necesidad de refuerzo para momentos reversibles. Tal refuerzo debe ser colocado dentro de una franja limitada por líneas situadas a una distancia de 1.5 h a cada lado de las caras opuestas de las columnas.

2.5.3.3.2. Límites para el refuerzo.

Las recomendaciones del Comité 318 difieren de los requerimientos de la Sección 18.8.3 del ACI-318 para una cantidad total de refuerzo preesforzado y no preesforzado que debe ser adecuada para desarrollar una carga factorizada de por lo menos 1.2 veces la carga de agrietamiento para sistemas postensados en dos direcciones con tendones no adheridos. Debido a la misma cantidad limite y a la extensión del agrietamiento inicial en la región de momento negativo cerca de las columnas de placas planas en dos direcciones, la gráfica carga-deflexión no refleja algún cambio abrupto de la rigidez en este punto de la historia de las cargas.

Solo los niveles de carga más allá de las cargas factorizadas de diseño producen la extensión adicional suficiente del agrietamiento causando un cambio abrupto en la curva carga-deflexión. Las pruebas que se han realizado también muestran que no es posible que los tendones postensados de losas en dos direcciones alcancen la ruptura (o la fluencia) antes de una falla en cortante por punzonamiento. El uso de tendones no adheridos en combinación con el refuerzo mínimo adherido (Sección 18.9.3 del ACI-318) requerido para placas planas macizas, ha mostrado un aseguramiento de la ductilidad después del agrietamiento y que un modo de falla frágil no se puede desarrollar ante las primeras grietas.

2.5.3.3.3. Refuerzo mínimo adherido.

El refuerzo mínimo adherido en las áreas de momento negativo de sistemas en dos direcciones esta gobernado por la ecuación 18.8 del ACI-318

$$A_s = 0.00075 h L$$

Esta cantidad de refuerzo adherido es requerida dentro de la losa en un ancho comprendido entre líneas situadas a 1.5 h fuera de las caras opuestas de la columna de apoyo. Las pruebas en especímenes de paneles cuadrados muestran que el área de acero de 0.00075 A'c es adecuada para asegurar la resistencia a falla en cortante por punzonamiento, donde A'c es el área tributaria de la sección transversal de la losa comprendida entre las líneas centrales de panel perpendicular al refuerzo adherido. Este valor fue expresado en el código como 0.00075 h L, donde L es el claro en la dirección del refuerzo, la expresión se generaliza para paneles rectangulares, colocando más barras en la dirección del claro mayor. El uso de h L es opuesto a A'c, y es apropiado para determinar los requerimientos de refuerzo adherido en columnas interiores y el refuerzo perpendicular a los bordes de la losa en columnas exteriores.

Las pruebas muestran que esto es apropiado para proporcionar el refuerzo adherido paralelo al borde de la losa en columnas exteriores sobre las bases de 0.00075 A'c, donde A'c es el área tributaria de la sección transversal de la losa perpendicular a la dirección del refuerzo adherido entre el centro del claro exterior y el borde de la losa. En columnas exteriores de placas planas con paneles cuadrados y sin proyección de la losa más allá del paño exterior de la columna, el refuerzo adherido paralelo al borde de la losa debe ser el 50 por ciento del refuerzo adherido perpendicular al borde de la losa.

El refuerzo adherido en las áreas de momento positivo para placas planas en dos direcciones es requerido donde el cálculo indique que de los esfuerzos de tensión en el concreto en condiciones de servicio exceden de 0.53 veces la raíz cuadrada de f'c (kg/cm²). La cantidad de refuerzo adherido para momento positivo, cuando se requiera, se especifica por la ecuación 18.7 del ACI-318:

$$A_s = \frac{N_c}{0.5 f_y}$$

donde el esfuerzo de fluencia especificado fy del acero de refuerzo no preesforzado no debe de exceder de 4200 kg/cm², y Nc es la fuerza de tensión en el concreto debido a las carga muerta más la carga viva no factorizadas.

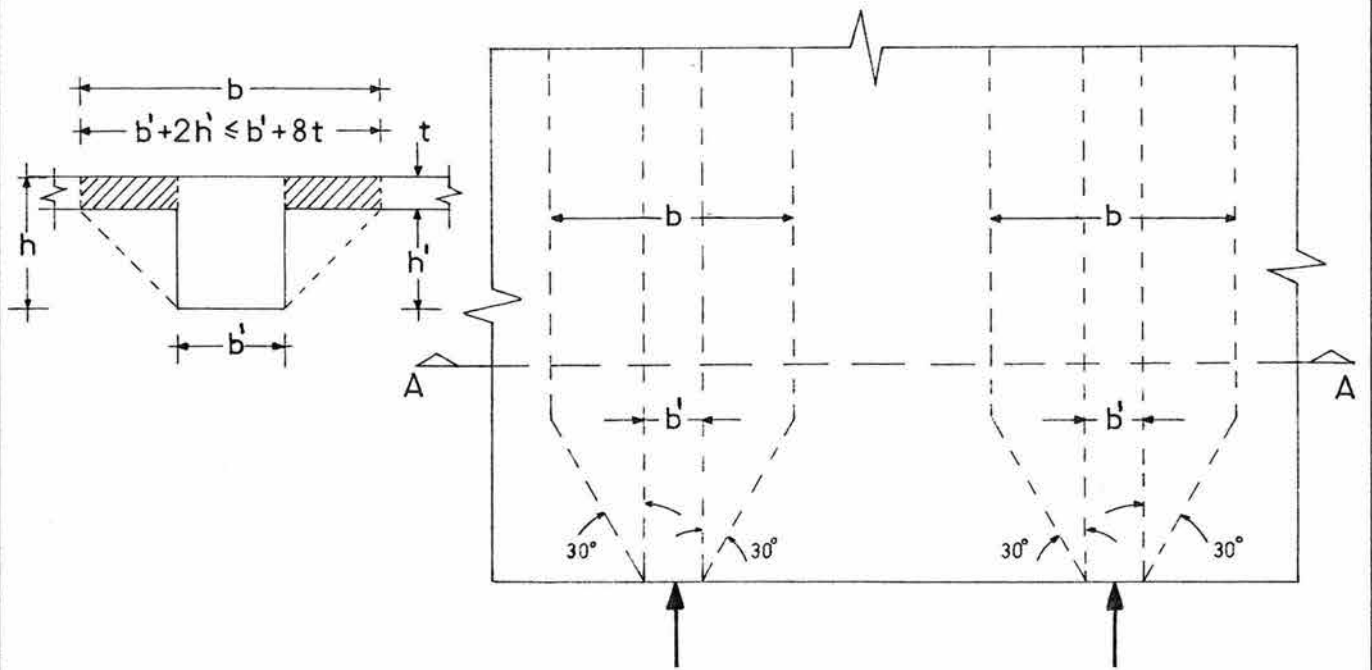


FIG. 2.28. ANCHO EFECTIVO DEL PATIN DE TRABES T PARA RESISTIR FUERZAS NOMALES

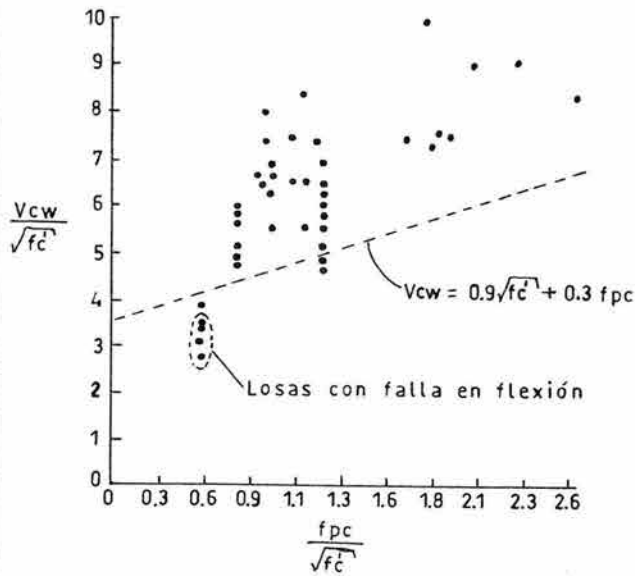


FIG. 2.29. RESULTADOS DE PRUEBAS EN PLACAS PLANAS POSTENSADAS EN DOS DIRECCIONES ENSAYADAS A CORTANTE COMPARADOS CON LA ECO.11.39 DE ACI 318

Se usarón cables de $1/4" \phi$ 240K de 7 alambres para simular torones en los tendones del modelo. Y tendones con longitud parcial sobre la columna interior con objetivos experimentales.

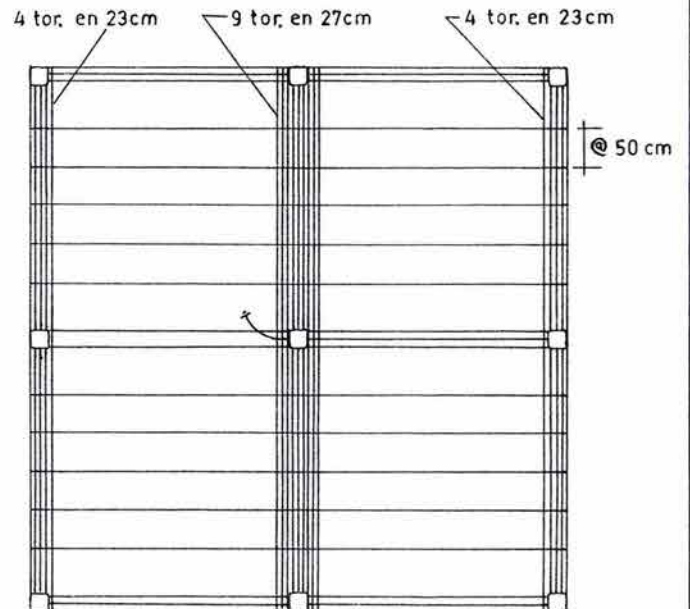


FIG. 2.30. DISTRIBUCION DE TENDONES EN BANDA

Los requerimientos de espaciamiento del refuerzo para losas de concreto reforzado (Sección 7.6.5 del ACI-318) no son aplicables al refuerzo adherido en losas postensadas no adheridas, pero el detallado del mismo (Sección 3.3.5 ACI-318) si debe tomarse en cuenta.

2.5.3.3.4. Cortante y momentos de transferencia.

La fig. 2.29 muestra los resultados de un espécimen simple de losa-columna probado en cortante por punzonamiento y los resultados de losas multipaneles probadas en cortante. La ecuación 11.39 expresada en términos del perímetro, bo , de la sección crítica para losas es

$$V_c = (B_p (f'c)^{1/2} + 0.3 f_{pc}) bo d + V_p \quad (11.39)$$

donde:

V_c = resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

B_p = constante que debe considerarse como el menor de:

$$0.9 \text{ o } (\alpha_s d / bo + 1.5)((\alpha_s / bo + 1.5) / 12).$$

$\alpha_s = 40$ para columnas interiores.

= 30 para columnas de borde.

= 20 para columnas de esquina.

bo = perímetro de la sección crítica ubicado a $d/2$ de los bordes de cualquier reacción de apoyo.

f_{pc} = valor promedio del esfuerzo de compresión f_{pc} para las dos direcciones.

V_p = componente vertical de todas las fuerzas del preesfuerzo efectivo que cruzan la sección crítica.

Adicionalmente, ninguna porción de la sección transversal de la columna debe estar más cercana a un borde discontinuo que cuatro veces el peralte de la losa (en el caso contrario el preesfuerzo no es completamente efectivo alrededor de bo debiendo considerarse como una losa sin preesfuerzo) y $f'c$ no debe exceder de 350 kg/cm^2 .

Se especifica un valor límite superior de 35 kg/cm^2 y un límite inferior de 9 kg/cm^2 para f_{pc} en cada dirección. Para valores de precompresión menores que 9 kg/cm^2 , la resistencia a cortante del concreto se limita al menor valor obtenido de:

$$V_c = 0.265(2 + 4/B_c) (f'c)^{1/2} bo d \quad (11.36)$$

donde B_c es la relación del lado largo al lado corto de la columna, la carga concentrada, o el área de la reacción;

$$V_c = 0.265(\alpha_s d / bo + 2) (f'c)^{1/2} bo d \quad (11.37)$$

donde α_s tiene los mismos valores anteriores, para columnas centrales, de borde y de esquina;

$$V_c = 1.1 (f'c)^{1/2} bo d \quad (11.38)$$

para construcción no preesforzada.

Para losas delgadas, V_p debe ser cuidadosamente evaluada, debido a que en la práctica la colocación puede tener grandes efectos en el perfil del tendón a lo largo de la sección crítica. V_p puede ser conservadoramente tomada como cero.

El momento transferido de la losa de concreto preesforzado al interior de la conexión con la columna puede ser evaluado usando los procedimientos de la sección 11.12.6 y 13.3.3 de ACI 318.

Sección 11.12.6. Cuando la carga por gravedad, viento, o sismo, u otras fuerzas laterales produzcan transmisión de momento no equilibrado M_u entre una losa y una columna, una fracción ($\gamma_f M_u$) del momento no equilibrado debe ser transferido por flexión de acuerdo con la sección 13.3.3. El remanente de momento no equilibrado ($\gamma_f M_u$) se considerará transferido por excentricidad del cortante alrededor del centroide de la sección crítica (b_o), donde:

$$\gamma_f = 1 - \frac{1}{1 + (2/3) b_1/b_2}$$

b_1 es el ancho de la sección crítica en dirección del claro (cm), para el cual los momentos han sido determinados y b_2 es el ancho de la sección crítica medida en sentido perpendicular a b_1 (cm).

El esfuerzo del cortante que resulta de la transferencia de momento por excentricidad del cortante debe suponerse que varía linealmente alrededor del centroide de la sección crítica definida por b_o . El esfuerzo cortante máximo debido a la fuerza del cortante y al momento factorizados no debe exceder de V_u :

para elementos sin acero de refuerzo por cortante :

$$V_u = F_R V_c / (b_o d)$$

donde V_c es la resistencia nominal a cortante del concreto obtenida para losas preesforzadas o losas reforzadas comunes según sea el caso, y F_R es el factor de reducción de resistencia para cortante especificado por el Código;

para elementos con acero de refuerzo por cortante diferente a las crucetas de cortante:

$$V_u = F_R (V_c + V_s) / (b_o d)$$

donde V_c no debe tomarse mayor que $b_o d 0.5$ veces la raíz cuadrada de f'_c , y V_s es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el acero de refuerzo de cortante. Si se proporciona refuerzo por cortante, el diseño debe tomar en cuenta la variación del esfuerzo por cortante alrededor de la columna.

Cuando se suministra acero de refuerzo por cortante que consiste en vigas I o canales de acero (crucetas de cortante), la suma de los esfuerzos de cortante debidos a la acción de carga vertical sobre la sección crítica y los esfuerzos por cortante que resultan del momento transferido por excentricidad de cortante alrededor del centroide de la sección crítica definido por b_o a una distancia $d/2$ de la cara del apoyo no debe exceder de $1.1 F_R$ veces la raíz cuadrada de f'_c .

La Sección 13.3.3. especifica que el refuerzo adherido por momento positivo perpendicular a un borde discontinuo, se deberá extender hasta el borde de la losa y tener un empotramiento, recto o con gancho, de por lo menos 15 cm en vigas con ménsulas, columnas o muros.

En estos casos, para concretos de peso normal, el esfuerzo cortante factorizado v_u no debe exceder el valor de v_c calculado con la ecuación 11.39 del Código expresado en términos del esfuerzo cortante antes que en fuerza. El valor de f_{pc} usado en la ecuación 11.39 debe ser la precompresión media en la dirección del momento de transferencia. Todo el refuerzo, adherido y no adherido, dentro de la franja de 1.5 veces el espesor de la losa a cada lado de la columna, se considera efectivo para transferir la porción del momento no transferido por cortante. La ausencia de un incremento en la fuerza para los tendones no adheridos debe ser asumida en los cálculos de la capacidad del momento de transferencia. Los tendones en paquete a través de la columna o sobre el collar de losas levantadas es un medio efectivo para incrementar el momento resistente de transferencia de las conexiones de losas levantadas. La resistencia del momento de transferencia en las conexiones de losas levantadas es solo controlado por los detalles en el collar de conexión con las columnas que soportan la losa.

Los procedimientos de la secciones 11.12.6 y 13.3.3 del ACI-318 solo se aplican en el cálculo de los momentos transferidos de losas de concreto preesforzado a la conexión de columnas exteriores para momentos normales a un borde discontinuo. Sin embargo, el refuerzo adherido, detallado como grapas cerradas o ganchos solo puede actuar como refuerzo por torsión, debe proporcionarse cuando el esfuerzo cortante factorizado calculado en los bordes discontinuos exceda de 0.53 veces la raíz cuadrada de f'_c (kg/cm^2), y, hasta que se disponga de datos convenientes de nuevas investigaciones, el máximo esfuerzo cortante calculado en tales columnas exteriores debe ser limitado a 1.06 veces la raíz cuadrada de f'_c (kg/cm^2). Sin embargo, las pruebas completadas en 1982 de cuatro especímenes de columna de borde con una placa plana postensada con detalles de tendones en bada, justifican el uso de la ecuación 11.39 del ACI-318 para diseño a cortante.

Los limitados datos de las pruebas no muestran los efectos benéficos en el esfuerzo cortante debido al uso de refuerzo para cortante con detalles convencionales de anclaje en placas planas postensadas. El uso de refuerzo con crucetas de cortante con detalles especiales de anclaje y estribos adecuadamente anclados, han mostrado un substancial incremento de la resistencia a cortante.

2.5.3.3.5. Distribución de tendones y espaciamiento del refuerzo adherido.

Con un margen de los límites de distribución de los tendones que se han puesto a prueba, las investigaciones indican que el momento y el cortante resistentes de losas preesforzadas en dos direcciones es controlado por la resistencia total de los tendones y por la cantidad y ubicación del refuerzo no preesforzado, mas bien que por la distribución de los tendones.

Mientras que es importante que algunos de los tendones pasen dentro del perímetro de cortante sobre las columnas, la distribución en otra parte no es crítica, y cualquier método racional que satisfaga la estática puede ser usado.

Para cargas uniformes, el máximo espaciamiento de un solo tendón o grupo de tendones en una dirección no debe exceder de 8 veces el espesor de la losa, con un espaciamiento máximo de

150 cm. Adicionalmente, los tendones deben ser espaciados de tal forma que proporcionen un preesfuerzo promedio mínimo de 9 kg/cm^2 en la sección transversal local de la losa tributaria para el tendón o grupo de tendones (la sección se limita por $1/2$ del espaciamiento a cada lado del centro del tendón o grupo de tendones).

El espaciamiento de tendones monotorones es usualmente gobernado por los requerimientos de preesfuerzo promedio mínimo. Para grupos de dos o más tendones, el espaciamiento máximo se controla por el criterio de 8 h.

Cuando se trata de soportar cargas concentradas es necesario una consideración especial para definir el espaciamiento.

Cuando más de dos torones son unidos en grupo puede ser necesario un recubrimiento adicional para asegurar que el concreto cuele debajo del grupo de torones. La curvatura horizontal del paquete de tendones monotorones deben evitarse. Si esto no es posible, puede requerirse refuerzo transversal adicional y accesorios en los puntos de curvatura horizontal que mantengan el plano horizontal de los paquetes de tendones durante el tensado.

El refuerzo transversal sólo puede requerirse para el control horizontal del agrietamiento intempestivo que puede ocurrir debido a la presencia de fuerzas en el plano de la curvatura horizontal de la banda de tendones.

El método predominante que se recomienda para la colocación de los tendones en sistemas de losa en dos direcciones es el de la distribución en banda ilustrado en la fig. 2.30. El uso de una distribución de tendones en banda generalmente simplifica los procesos de colocación de los tendones, y por lo tanto proporciona una significativa reducción en los costos de construcción. Las recomendaciones detalladas para la distribución de tendones de refuerzo en banda se dan en los siguientes párrafos.

El número de tendones requeridos por el diseño de franjas (centro a centro de paneles adyacentes) pueden ser en banda cercanas a las columnas en una dirección y distribuidos en la otra dirección. Debe de colocarse como mínimo dos tendones en cada dirección dentro de la sección de columnas diseñada a cortante. Para construcción de losas levantadas, se pueden aplicar los mismos detalles de distribución de tendones, y deben hacerse provisiones para que los tendones pasen a través o sobre los cabezales de izaje.

El espaciamiento máximo de los tendones o paquetes de tendones en la distribución debe ser 8 h, solamente que no debe exceder el espaciamiento que proporcione un preesfuerzo promedio mínimo de 9 kg/cm^2 . Aún cuando los tendones no se coloquen en una dirección entre las bandas, este espaciamiento máximo asegura el refuerzo en una dirección para esta parte de la losa. Excepto para la secciones triangulares pequeñas que son adyacentes a los bordes de la losa, el área entre las bandas es también preesforzada en ambas direcciones.

Las recomendaciones detalladas para el refuerzo no preesforzado son como sigue:

- a. El área mínima de acero sobre las columnas es $A_s = 0.00075hL$, donde L es la longitud del claro en dirección paralela al refuerzo que se esta determinando. Debe colocarse como mínimo cuatro barras en cada dirección en las áreas de momento negativo sobre las columnas. La cantidad de refuerzo adherido paralelo al borde de la losa en columnas exteriores debe estar basado en $0.00075 A'c$, donde $A'c$ es el área tributaria de la sección

transversal de la losa perpendicular al refuerzo adherido entre el centro del claro exterior y el borde de la losa.

- b. El refuerzo adherido debe ser colocado dentro de un ancho de losa comprendido por líneas que estén a $1.5h$ fuera de las caras opuestas de las columnas. El espaciamiento máximo de estas barras es de 30 cm.
- c. La longitud mínima de las barras para momento negativo es $1/6$ del claro libre a cada lado del apoyo.
- d. Donde los momentos por cargas de servicio generen esfuerzos de tensión que excedan de 0.53 veces la raíz cuadrada de $f'c$ (kg/cm^2), el refuerzo mínimo adherido se especifica por la ecuación:

$$A_s = \frac{N_c}{0.5 f_y}$$

donde N_c es la fuerza de tensión en el concreto debido a las cargas muertas más las vivas sin factorizar.

- e. El refuerzo mínimo para momento positivo (donde se requiera) debe tener como mínimo una longitud de $1/3$ del claro libre con las barras centradas en el área de momento positivo.
- f. Donde el refuerzo adherido es usado junto con tendones no adheridos basado en los requerimientos de resistencia (cargas de falla, antes que el mínimo A_s) debe darse atención a los puntos de corte de acuerdo con lo que se especifica por el Capítulo 12 del ACI-318.

2.5.3.4. Esfuerzo en los tendones para cargas factorizadas.

La ecuación 18.4 del ACI-318 fue desarrollada primeramente de los resultados obtenidos en pruebas de trabes y esta limitada a miembros con relación claro-peralte de 35 o menores :

$$f_{ps} = f_{pe} + 700 + \frac{f'c}{100 P_p}, \quad (\text{Kg/cm}^2) \quad (\text{Ec. 18.4})$$

donde f_{ps} no debe ser mayor que f_{py} o $(f_{pe} + 4200)$.

Las pruebas que se tienen muestran que la ecuación 18.4 aparentemente sobre estima la cantidad del esfuerzo incrementado en los tendones no adheridos en losas en una dirección, placas planas en dos direcciones y losas planas con elevada relación claro-peralte. Hasta que una fórmula generalizada se desarrolle aceptablemente, la capacidad de losas en una dirección, placas planas y losas planas debe ser calculada usando la fórmula 18.5 del ACI-318 para determinar el esfuerzo en los tendones de preesfuerzo no adheridos

$$f_{ps} = f_{pe} + 700 + \frac{f'_c}{300 P_p}, \text{ (Kg/cm}^2\text{)} \quad (\text{Ec. 18.5})$$

para relaciones claro-peralte mayores a 35, donde f_{ps} no debe ser mayor que f_{py} o $(f_{pe} + 2100)$.

Las investigaciones indican que la distribución uniforme del esfuerzo en los tendones no adheridos no puede ocurrir. Estas investigaciones recomiendan que las ecuaciones 18.4 y 18.5 se usen en el cálculo de f_{ps} en el diseño individual de cada sección a lo largo del elemento, siendo esto contrario a que se promedien los valores entre las secciones de momento positivo y negativo como recomienda el ACI 423.3 R-89.

El esfuerzo en los tendones bajo cargas factorizadas es una función del tipo de tendón, el total de desviaciones y curvaturas, y de los cuidados durante la construcción. Las pruebas sobre la fuerza variable de preesfuerzo en elementos de concreto preesforzado no adherido indican que para la mayor parte de las configuraciones típicas, donde es usado en el diseño el esfuerzo variable, no se cambia significativamente el diseño si se considera el uso alternativo del método del esfuerzo "promedio". Por esta razón, el Comité recomienda usar el método del esfuerzo promedio para tendones de más de 30 m tensados desde un extremo o para tendones de más de 60 m tensados desde los dos extremos. El método del esfuerzo promedio es aceptado para todas las otras condiciones.

2.5.3.5. Pérdidas de preesfuerzo.

Para valuar las pérdidas de preesfuerzo se consideran las los siguientes causas

Pérdidas inmediatas:

- a. Pérdida por asentamiento de las cuñas de bloqueo.
- b. Acortamiento elástico del concreto.
- c. Pérdidas por fricción debidas a la curvatura intencional y accidental de los cables de postensado.
- d. Deslizamiento de los anclajes.

Perdidas diferidas:

- e. Fluencia del concreto.
- f. Relajación del esfuerzo en los cables.
- g. Contracción del concreto.

Todas las componentes de las pérdidas deben calcularse con métodos que estén basados en criterios de ingeniería y tienen que mostrarse en los planos de diseño. Los artículos que se han publicado hacen posible determinar de manera razonablemente precisa los valores de las varias causas que originan las pérdidas, sin necesidad de grandes complicaciones.

Para las aplicaciones típicas, los valores de las pérdidas de preesfuerzo mostradas en la tabla 2.5.T4 pueden usarse en lugar de cálculos más detallados de cada una las componentes de las pérdidas. Los valores de estas pérdidas se basan en el uso de concreto de peso normal y en

valores comunes de la resistencia del concreto, el nivel de preesfuerzo, y las condiciones de exposición.

Tabla 2.5.T4. Valores aproximados para las pérdidas de preesfuerzo.

Material del tendón de postensión	Pérdidas de preesfuerzo (kg/cm ²)	
	Losas	Trabes y vigas
Torón 270k relevado de esfuerzo y alambre 240k relevado de esfuerzo	2 100	2 460
Barras o alambres	1 400	1 750
Torón 270k baja relajación	1 050	1 400

Las pérdidas de preesfuerzo pueden variar significativamente en mayor o menor proporción de los valores de la tabla 2.5.T4 en casos donde el concreto es esforzado con un bajo preesfuerzo, donde el concreto es altamente esforzado, o en una condición de exposición demasiado seca o muy húmeda.

Los valores de las pérdidas de la tabla 2.5.T4 no incluyen las pérdidas debidas a la fricción o las pérdidas por asentamiento de los anclajes o acuñaamiento.

Las pérdidas totales por fricción es la suma de la fricción por desviación no intencional del tendón, y la fricción debida a la curvatura intencional del tendón. Las pérdidas debidas a la fricción por desviación no intencional del tendón se encontrarán presentes aún para los casos de tendones rectos, debido a que en los casos reales el tendón no puede ser perfectamente recto.

La pérdida diferencial de preesfuerzo por desviación no intencional del tendón en una longitud l_x , puede ser expresada como:

$$K l_x$$

desde K es el coeficiente de fricción por desviación no intencional del tendón, expresada en unidades de kg de pérdida por cada Kg de fuerza pretensora y por m de longitud (kg/kg/m).

La pérdida diferencial de preesfuerzo debida a la fricción por curvatura es

$$dp = u P da$$

En los cálculos de diseño deben considerarse las pérdidas por fricción de acuerdo con la siguiente formula:

$$P_s = P_x e^{(K l_x + u a)}$$

cuando $(K l_x + u a)$ no sea mayor que 0.3, el efecto de la pérdida por fricción puede calcularse por medio de la siguiente formula:

$$P_s = P_x (1 + K l_x + u a)$$

Donde:

P_s = Fuerza del cable de preesfuerzo en el extremo del gato.

P_x = Fuerza del cable de preesfuerzo en cualquier punto x .

e = Base de los logaritmos naturales.

K = Coeficiente de fricción por serpenteo por metro de cable de preesfuerzo.

l_x = Longitud del cable de preesfuerzo del elemento del extremo del gato a un punto cualquiera x , (m).

u = Coeficiente de fricción por curvatura intencional.

a = Cambio angular total de la trayectoria del cable de preesfuerzo en radianes desde el extremo del gato del cable hasta cualquier punto x .

Los valores de los coeficientes K y u para tendones no adheridos se dan en la tabla 2.5.T5.

Tabla 2.5.T5. Coeficientes de fricción para tendones postensados no adheridos usados en el cálculo de las pérdidas por fricción.

Tendones postensados		Material del tendón de postensión	Coeficiente de curvatura secundaria K	Coeficiente de curvatura u
Cables dentro de una camisa metálica inyectados con lechada		Cables de alambre	0.001 a 0.0015	0.15 a 0.25
		Varillas de alta resistencia	0.0001 a 0.0006	0.080 a 0.30
		Torones de 7 alambres	0.0005 a 0.0020	0.15 a 0.25
Cable no adherido	Cubiertos de mastique	Cables de alambre	0.001 a 0.002	0.05 a 0.15
		Torones de 7 alambres	0.001 a 0.002	0.05 a 0.15
	Engrasados previamente	Cables de alambre	0.0003 a 0.002	0.05 a 0.15
		Torones de 7 alambres	0.0003 a 0.002	0.05 a 0.015

Alguna porción de las pérdidas por fricción usualmente puede ser compensadas al usar momentáneamente un esfuerzo inicial en el tendón que sobrepase el esfuerzo de 0.70 fpu.

Deben tomarse en cuenta de manera especial las pérdidas por fricción siempre que los tendones excedan de 30 m de longitud y sean tensados solo desde un extremo. Puede ser necesario obtener valores más precisos para los coeficiente del factor por fricción y del factor por curvatura para el cálculo de la elongación del tendón durante las operaciones de tensado, para comparación de conformidad con el 7 por ciento de tolerancia entre la fuerza en el tendón medida por la presión y la elongación resultante en el tendón. La fuerza de preesfuerzo se puede determinar por medio de lo dos métodos siguientes:

- a. Medición del alargamiento del cable. La medición requerida se debe determinar a partir de las gráficas carga-alargamiento de los cables de preesfuerzo utilizados.
- b. Observación de la fuerza del gato en un manómetro calibrado, o con una celda de carga, o utilizando un dinamómetro calibrado.

Se debe investigar y corregir la causa de cualquier diferencia que exceda del 7 % al determinar la fuerza entre los métodos a y b para elementos postensados.

2.5.3.6. Esfuerzo promedio (F/A).

2.5.3.6.1. Esfuerzo promedio mínimo.

El esfuerzo promedio se define por la fuerza total de preesfuerzo efectivo (después de las pérdidas) dividido por el área total de concreto. Se ha tenido muchas experiencias satisfactorias, en los últimos años, en losas en una dirección y placas planas con un esfuerzo promedio mínimo cerca de 9 kg/cm^2 . Los valores menores solo han sido usados acertadamente en claros cortos. La aplicación a estos claros cortos puede caracterizarse por tener esfuerzos de flexión substancialmente por abajo de 1.59 veces la raíz cuadrada de f_c , efectos nominales por cambios de volumen, y acortamiento minimizado debido a la rigidez de los elementos verticales que proporcionan restricción.

En vista de los requerimientos de la cantidad y distribución para el acero de refuerzo adherido en elementos con tendones no adheridos, el esfuerzo promedio mínimo no se considera significativo en losas en una dirección, pero sí para losas en dos direcciones, las cuales usualmente no tienen refuerzo adherido para momento positivo en el interior de los paneles.

Para aplicaciones tales como estructuras de estacionamiento donde el control del agrietamiento es importante, desde el punto de vista del mejoramiento de la durabilidad si está expuesto a ambiente corrosivo o a químicos deshielantes, se recomienda un nivel de esfuerzo promedio mínimo de 14 kg/cm^2 .

2.5.3.6.2. Esfuerzo promedio máximo.

Un valor alto de esfuerzo promedio puede inducir acortamiento excesivo debido a las deformaciones elásticas y al flujo plástico. Un esfuerzo promedio máximo de 35 kg/cm^2 se considera apropiado para losas macizas si el acortamiento no causa problemas. Las recomendaciones para el detallado del refuerzo de los sistemas de apoyo (muros y columnas) aseguran la restricción inmediata y a largo plazo del acortamiento debido a que no hay interferencia con la imposición del esfuerzo promedio calculado en el concreto, siendo de importancia creciente como el esfuerzo promedio se incrementa cerca del valor máximo.

2.5.3.7. Muros y columnas de apoyo.

Cuando las columnas y los muros tienen rigideces significativas en la dirección del preesfuerzo, debe considerarse el efecto de la acción mutua en la restricción, de la losa, columnas, y muros. Esta acción de restricción puede resultar en agrietamientos de la losa o de

los elementos de apoyo o de ambos. Estos efectos pueden ser bastantes serios para losas largas con elevada contracción y flujo plástico. Igualmente, los efectos de las fuerzas de preesfuerzo en la rigidez de los elementos de apoyo deben investigarse.

Sin embargo, se dispone de opciones de diseño y construcción que reducen los efectos del acortamiento en la losa y en los elementos de apoyo, que se discuten en los siguientes párrafos.

El momento o esfuerzo que ocurre, después de un periodo de tiempo, debido al flujo plástico y al acortamiento por contracción se reduce en ellos mismos aproximadamente un 50 por ciento por el flujo plástico. Los cambios volumétricos debidos a las variaciones en la temperatura ocurridos después de un periodo de tiempo relativamente corto y sus efectos, no pueden ser reducidos por el flujo plástico del concreto. Los efectos de restricción debidos a los cambios volumétricos pueden ser enlistados de la siguiente manera:

- a. El diseño o ubicación de los elementos de apoyo minimizan la restricción. Las columnas relativamente largas y flexibles pueden reducir las fuerzas de restricción a un punto donde ellas puedan ser controladas por el refuerzo de las columnas. Los elementos resistentes a cargas laterales pueden a menudo ser ubicados cerca a los centros de movimiento, así estos no pueden desarrollar restricción. Debe darse especial atención a las distribuciones irregulares donde una pequeña área de losa no puede deformarse con el total de deformaciones de la losa. En tales casos, esto es previsible si se proporciona una separación estructural completa entre dos áreas de losa. Las pequeñas áreas pueden ser diseñadas como concreto reforzado cuando se determina que el postensado no se puede usar de manera efectiva.
- b. Se deben tener consideraciones especiales cuando los efectos del acortamiento de la losa sobre los muros o columnas siempre que la longitud de la losa entre juntas de construcción exceda de 45 m. En tales casos, la estructura puede ser dividida por franjas vacías o juntas temporales que minimicen el movimiento y el desarrollo de la restricción durante el postensado y debido a los primeros cambios volumétricos. El refuerzo preesforzado o no preesforzado deben proporcionarse de modo que se alcance la continuidad cuando se cierran las franjas con concreto. Estas franjas deben estar abiertas preferiblemente durante un tiempo suficiente para que ayuden a controlar los efectos de acortamiento en la losa. El diseño del refuerzo debe estar basado en la cantidad de refuerzo requerido para alcanzar la continuidad, tomando en consideración la deflexión o los cambios que se espera que ocurran antes del colado de las franjas. El acortamiento temporal puede ser usado para asegurar completamente la continuidad para las cargas muerta y viva.
- c. Los detalles de conexión entre los elementos a flexión y columnas deben permitir el movimiento.
- d. Agregar o mejorar la disposición del refuerzo. El refuerzo adherido colocado paralelamente a los muros de restricción es altamente efectivo para distribuir las grietas potenciales de restricción. Una relación de refuerzo de 0.15 por ciento con barras que se coloquen, la mitad en el lecho superior y la mitad en el lecho inferior, en un ancho de casi un tercio del claro normal al muro puede ser considerado adecuado para este propósito. EL efecto del agrietamiento potencial diagonal en las esquinas de la losa puede ser similarmente reducido proporcionando refuerzo adherido diagonal u ortogonal en esas

zonas. Una buena parte del preesfuerzo hacia los elementos de soporte puede ser contrarrestado por el traslape de tendones en esas áreas.

El traslape de tendones se recomienda alrededor de las aberturas para contrarrestar las grietas diagonales potenciales en las esquinas de las aberturas de acuerdo con la fig. 2.32.

En placas planas en dos direcciones, el preesfuerzo promedio es regularmente del orden de 9 kg/cm^2 . Esfuerzos de esta magnitud usualmente no pueden producir grandes cambios volumétricos debidos al acortamiento elástico y al flujo plástico. Sin embargo, aun en esas aplicaciones, se debe tener cuidado cuando las dimensiones de la construcción, o las dimensiones entre juntas, sean grandes, o cuando los elementos a flexión sean soportados por elementos rígidos que pueden producir substanciales fuerzas de restricción si no se detalla apropiadamente.

2.5.3.8. Requerimientos para el estado de servicio.

El diseño para el estado de funcionamiento, con cargas de servicio, debe considerar los factores que marca el Código para los estados limite de servicio. Los estados limites de servicio, incluyen limites específicos para las deflexiones que deben ser satisfechos.

Esto es importante solo para las limitaciones de las deflexiones calculadas y no para las mediciones hechas en la estructura misma. Las deflexiones observadas durante inspecciones en el sitio pueden ser resultado de la influencia de muchos factores constructivos que están más allá de poder ser controladas con el diseño y es imposible aislarlas de las deflexiones verdaderas causadas por la aplicación de las cargas.

2.5.3.9. Diseño de la resistencia.

La resistencia de sistemas preesforzados debe ser al menos igual a los requerimientos de resistencia y ductilidad de sistemas sin preesfuerzo considerando los efectos que producen las reacciones inducidas por el preesfuerzo en estructuras estáticamente indeterminadas así como la posible redistribución de momentos negativos en miembros sujetos a flexión de acuerdo con las Secciones 9.2, 9.3, 18.10.3 y 18.10.4 del ACI-318.

2.5.3.10. Refuerzo para la zona de anclaje.

La zona de anclaje en losas de concreto con peso normal para grupos de seis o más monotorones no adheridos de 0.5" de diámetro en tendones con un espaciamiento horizontal de 30 cm entre anclajes o menos, debe reforzarse de acuerdo con la fig. 2.31 o con detalles similares en los que se use estribos cerrados. Los esfuerzos del concreto para los especímenes probados en las investigaciones varían desde 170 kg/cm^2 a 208 kg/cm^2 , que son representativos de los esfuerzos típicos en el concreto en el instante de tensar los tendones.

Mínimo 2 tendones en el borde de la losa perpendicular a los tendones de banda en los extremos fijo y de postensión, esforzados antes de tensar los tendones de banda.

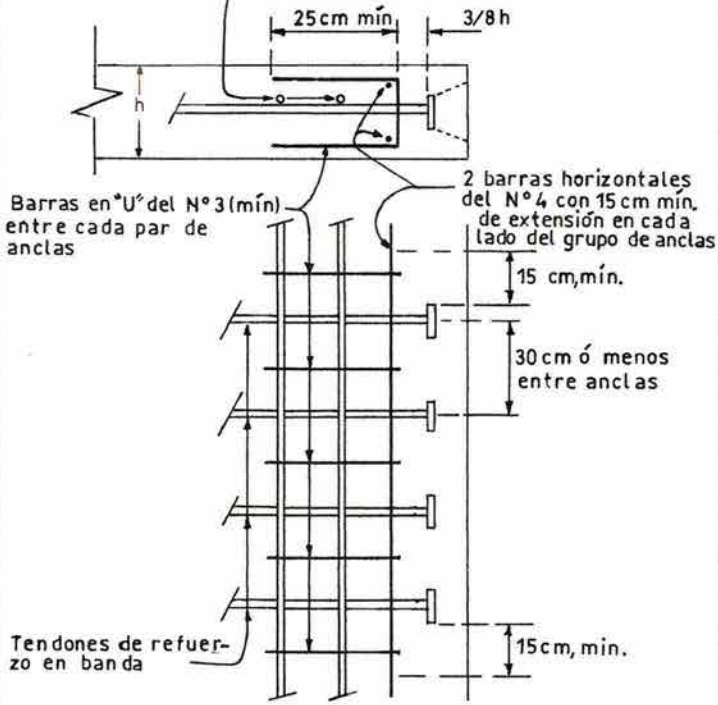
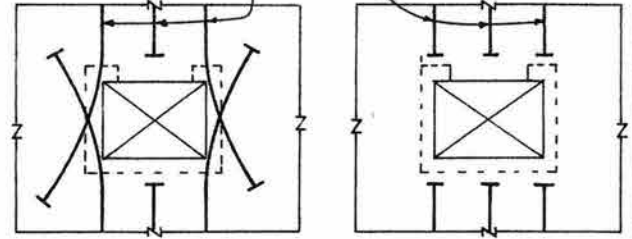


FIG. 2.31.

REFUERZO DE LA ZONA DE ANCLAJE PARA GRUPOS DE TENDONES MONOTORON DE 0.5" Ø GRADO 270 K [18900 Kg/cm²]

TENDONES



a) INHIBE EL AGRIETAMIENTO

b) GENERA AGRIETAMIENTO

FIG. 2.32. DISPOSICION DE TENDONES EN ABERTURAS

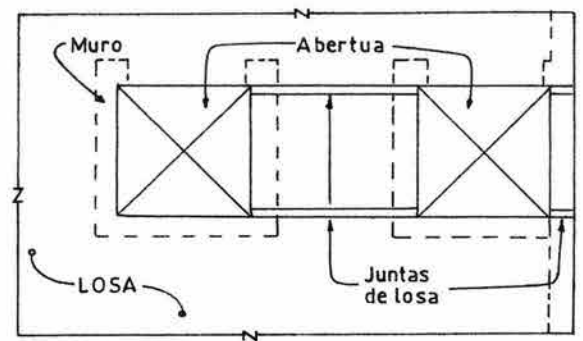


FIG. 2.33.

SECCIONES DE LOSA AISLADAS



FIG. 2.34. OPERACIONES DE TENSADO [MEDICION DE ALARGAMIENTOS]

Un mínimo de dos tendones en el borde de la losa y perpendiculares a la banda de tendones principales, ambos tensados de extremo a extremo deben ser tensados antes de postensar los tendones de banda.

Otras pruebas, fueron limitadas a anclajes de torones de 0.5" de diámetro de 270K ($f_{pu} = 18\,900 \text{ kg/cm}^2$) en concreto de peso normal. Para anclajes de tendones con torones de 0.6" de diámetro 270K, o para anclajes usados en losas de concreto ligero, la cantidad y espaciado del refuerzo debe ser conservadoramente ajustado en proporción para las fuerzas de anclajes mayores y por los esfuerzos cortantes de tensión en el concreto ligero.

Las pruebas para el refuerzo de las zonas de anclajes en vigas de concreto postensadas presentan estudios del comportamiento de las zonas de anclaje del postensado.

Para las zonas de anclajes de grupos de tendones no adheridos en trabes, la fuerza de tensión cortante puede tomarse como:

$$F_{st} = 0.02109 \left(1 - \frac{d_a}{d_{sp}} \right) P_j$$

donde:

F_{st} = esfuerzo de tensión cortante (kg/cm^2).

d_a = peralte de la pieza de anclaje (para una sola línea de anclajes) o el peralte de la sección total cubierta por un grupo de anclas unitarias.

d_{sp} = peralte total del prisma de concreto simétrico arriba y abajo de un solo anclaje o grupo de anclajes.

P_j = fuerza del gato en el tendón para todos los anclajes de los tendones en un grupo (kg).

El refuerzo requerido por la fuerza de tensión cortante está calculada con la ecuación previa, debe ser proporcionado con:

$$f_s = 0.6 f_y, \text{ donde } f_y \text{ no debe exceder de } 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

El refuerzo para cortante puede no ser requerido para grupos de anclajes ubicados sobre columnas, donde el confinamiento se proporciona por las cargas que estas transfieren y por el refuerzo mismo que contiene, o para anclajes donde el confinamiento lateral es proporcionado por una trabe perpendicular a la trayectoria de los tendones que es monolítica con la losa y aumenta el peralte de la sección, o por lo menos engrosando la losa arriba o abajo de ella.

El refuerzo puede ser en forma de espirales, estribos, o refuerzo ortogonal, o combinaciones de estos. Los grupos de anclajes deben ser restringidos con refuerzo (en dirección perpendicular a los tendones) extendido a través del grupo entero de anclajes. Todo refuerzo ortogonal debe ser mecánicamente anclado alrededor del refuerzo continuo paralelo a los tendones.

Las espirales, estribos y refuerzo ortogonal deben tener suficiente longitud para desarrollar su fluencia por la adherencia adecuada con el concreto, debe ser mecánicamente anclado con una

vuelta de 135 grados alrededor del refuerzo longitudinal. La distancia libre entre barras o paso de espirales usados como refuerzo de la zona de anclaje debe ser como mínimo el tamaño máximo del agregado más 1.27 cm (1/2") pero no menor a 4.0 cm (1 1/2").

2.5.4. Materiales.

2.5.4.1. Tendones.

2.5.4.1.1. Especificaciones.

El acero de preesfuerzo para tendones no adheridos postensados debe cumplir con la sección 3.5.5 de ACI 318. La elongación total del tendón y el anclaje ensamblados, bajo cargas últimas, no debe ser menor al 2 por ciento medido en un gramil mínimo de 3.0 m de longitud.

2.5.4.1.2. Anclajes.

Los anclajes de los tendones no adheridos deben desarrollar cuando menos el 95 por ciento de la resistencia última mínima especificada del acero de preesfuerzo sin exceder el endurecimiento anticipado. Esto es, en forma substancial, un exceso del máximo esfuerzo posible de diseño fps, que se calcula para el acero de los tendones no adheridos.

2.5.4.1.3. Pruebas para los tendones y los accesorios de anclaje.

2.5.4.1.3.1. Pruebas estáticas.

Las pruebas de los componentes ensamblados deben hacerse con elementos de calidad de producción estándar y los tendones deben ser mínimo de 3.0 m de longitud. Los componentes ensamblados de prueba deben ser ensayados de tal manera que permitan la determinación precisa del esfuerzo de fluencia, el esfuerzo último, y del porcentaje de elongación del tendón completo. El espécimen usado para las pruebas estáticas no necesita ser uno que haya sido sujeto a cargas de fatiga.

2.5.4.1.3.2. Pruebas de fatiga.

Una prueba de fatiga debe ser ejecutada en un ensayo representativo con los componentes ensamblados, y los tendones deben resistir sin falla 500,000 ciclos en un rango desde 60 a 66 por ciento del esfuerzo último especificado mínimo, y solo 50 ciclos con rango desde 40 a 80 por ciento del esfuerzo último mínimo especificado. Cada ciclo se comprende desde el cambio del nivel de esfuerzo bajo a el nivel de esfuerzo superior y de vuelta al bajo.

El espécimen usado para la segunda prueba de fatiga (50 ciclos) no necesita ser el mismo usado para la primera prueba de fatiga (500 000 ciclos). Los sistemas que incorporan torones múltiples, alambres, o barras pueden ser probados usando un tendón de ensayo de baja capacidad en lugar del tendón de tamaño completo. Los tendones de prueba deben duplicar el

comportamiento del tendón de tamaño completo y en general no tener menos del 10 por ciento de la capacidad del tendón completo.

2.5.4.1.3.3. Acopladores.

Los tendones no adheridos deben ser acoplados solo en ubicaciones específicamente indicadas y/o aprobadas por el ingeniero. Los acopladores no deben ser usados en los puntos donde los tendones tengan curvaturas agudas.

Todos los acopladores deben desarrollar como mínimo el 95 por ciento de la resistencia última mínima especificada del acero de preesfuerzo sin exceder el endurecimiento anticipado. Los acopladores no deben reducir la elongación a la ruptura bajo los requerimientos del mismo tendón. Los acopladores deben cumplir los requerimientos de las pruebas de fatiga recomendados. Los acopladores y/o componentes deben ser cercados con bastidores amplios para permitir los movimientos necesarios. Todos los componentes de los acopladores deben ser completamente protegidos con un material de recubrimiento antes de que queden ahogados en el concreto.

2.5.4.2. Materiales de protección.

2.5.4.2.1. Revestimiento.

Los tendones de monotorones no adheridos deben utilizar un revestimiento inhibidor de la corrosión en conformidad con las "Especificaciones para monotorones no adheridos" del Instituto del Postensado. El galvanizado puede usarse para protección de las barras de preesfuerzo que estarán expuestas. Este revestimiento puede ser aplicado por el proceso de inmersión en caliente y de acuerdo con la norma ASTM A123.

Otros componentes tales como los anclajes, accesorios, acopladores y conectores de barras pueden ser protegidos por electrodeposición revestidos de zinc, según la norma ASTM B 633 (tipo LS) o de cadmio, según la norma ASTM B 633 (tipo NS). Este tipo de tendón generalmente es expuesto, y requiere inspección periódica para verificar la integridad de la protección contra la corrosión y no es recomendable para usos en donde no puede ser dañado fácilmente.

2.5.4.2.2. Fundas o vainas.

Las envolturas para tendones monotorones no adheridos deben conformarse con los requerimientos del Instituto del Postensado, "Especificaciones para monotorones no adheridos".

2.5.4.2.3. Ductos.

Los ductos para los tendones no adheridos son similares a aquellos para tendones postensados inyectados con lechada. Estos pueden ser morteros y grasas densas no reactivas con el concreto, ni con el acero de preesfuerzo o con los materiales de relleno. Los ductos deben complementarse con un material aprobado engrasador preventivo de la corrosión inyectado bajo presión. Esto es necesario solo cuando se requiere de una capa de grasa que este

permanentemente ligada y cubriendo el anclaje así como al ducto y al tendón como material preventivo de la corrosión y que no pueda escapar hacia el interior del concreto circundante.

2.5.4.3. Protección de las zonas de anclaje.

Los anclajes de tendones monotorones no adheridos deben ser protegidos adecuadamente de la corrosión y el fuego. Los anclajes deben estar preferiblemente ahogados en el concreto de acuerdo con los detalles que cumplan los requerimientos del Instituto del Postensado, "Especificaciones para monotorones no adheridos", excepto en casos especiales. Cuando el ahogamiento en concreto o lechada no pueda usarse, el anclaje del tendón debe ser revestido completamente con una pintura resistente a la corrosión o por una grasa equivalente a la que se usa en los tendones. Se debe usar un sellador apropiado cuando sea necesario prevenir la entrada de humedad o la deterioración o la remoción del revestimiento. Los anclajes encapsulados deben proporcionar una resistencia al fuego al menos igual a la requerida para la estructura.

2.5.4.4. Recubrimiento de concreto.

Las especificaciones del recubrimiento de concreto en tendones no adheridos deben considerar las tolerancias permitidas de colocación en la ubicación de los tendones y las condiciones de exposición. El uso de concreto de buena calidad, un adecuado recubrimiento, buenas prácticas constructivas, y un límite en la cantidad de agua soluble con iones de cloruro en el concreto, son todo lo necesario para asegurar una larga durabilidad, particularmente en ambientes corrosivos. El uso adicional de recubrimientos mínimos y la consideración de un pequeño sobre-preesfuerzo se recomiendan para aplicaciones de exposición a químicos deshielantes o para localizaciones en la inmediata vecindad de costas marinas. Los recubrimientos adicionales no pueden ser un sustituto de la buena calidad del concreto. Aunque las investigaciones y la experiencia han demostrado la durabilidad de las estructuras con tendones no adheridos expuestos a agua de mar y a otros ambientes corrosivos, estas no recomiendan que los tendones no adheridos se utilicen en aplicaciones directas con exposición de agua de mar u otros ambientes corrosivos a menos que se tomen medidas especiales de protección contra la corrosión. Hay disponibles sistemas adecuados de protección que proporcionan un mejoramiento en la protección contra la corrosión del tendón y sus accesorios en ambientes altamente corrosivos.

2.5.5. Construcción.

2.5.5.1. Juntas de construcción.

Las juntas de construcción pueden usarse para dividir los sistemas de piso en segmentos de tamaño conveniente para ser fácilmente coladas. Los anclajes intermedios de postensado pueden usarse en las juntas de construcción, o los tendones pueden correrse a través de la junta sin anclajes.

Debe tomarse un cuidado especial para asegurar que una junta quede bien sellada en prevención de filtraciones y subsiguiente corrosión de todos los componentes de los tendones y del refuerzo ubicado a través de la junta.

2.5.5.2. Franjas de cierre.

Las franjas abiertas pueden separar temporalmente las secciones adyacentes de las losas durante la construcción como se indicó anteriormente, para limitar los efectos del acortamiento y la restricción, y ser rellanadas posteriormente.

2.5.5.3. Colocación de tendones.

2.5.5.3.1. Perfil del tendón.

Durante la instalación de los tendones se debe asegurar que se está siguiendo estrechamente el perfil especificado, dentro de las tolerancias recomendadas en los siguientes párrafos. Cualquier inadvertencia local de curvas invertidas debe ser corregida antes del colado. El perfil de la traza para los tendones es mantenido por barras adicionales de amarre al acero de refuerzo, silletas, u otros soportes con amarres de alambre. Los amarres deben ser instalados de modo que no hagan impresiones visibles o abolladuras en las envolturas de polietileno o polipropileno de los tendones. Las recomendaciones para el espaciamiento de los amarres para el soporte y fijación de los tendones no adheridos son los mismos que se han indicado en los requerimientos para estribos mínimos.

2.5.5.3.2. Tolerancias.

La desviación vertical del perfil de los tendones debe ser de ± 6 mm para losas de menos de 20 cm de espesor, ± 10 mm en concretos cuyas dimensiones estén entre 20 y 60 cm, y ± 12 mm en concretos de dimensiones mayores a 60 cm. Estas tolerancias deben ser consideradas para establecer las dimensiones mínimas de recubrimiento para los tendones, particularmente en aplicaciones que estarán expuestas a químicos deshielantes o ambientes de agua salina donde se recomienda un recubrimiento adicional para compensar las tolerancias de colocación de los tendones. El comportamiento de las losas es relativamente insensible a la desviación horizontal de los tendones.

2.5.5.3.3. Aberturas.

Las desviaciones de los tendones en el plano horizontal que pueden ser necesarias para evitar interferencias como aberturas, ductos, cazas, insertos, etc., deben considerarse en vista de un agrietamiento potencial debido a fuerzas laterales. Los medios apropiados de prevención o control del agrietamiento incluyen un adecuado radio de curvatura largo, suficiente separación de los tendones desde los bordes de una abertura, y bastones de refuerzo para transferir las fuerzas laterales al concreto circundante.

Para aberturas grandes donde es necesario terminar la trayectoria de algunos tendones en la abertura, se recomienda la disposición de los tendones que se muestra en la fig. 2.32 para

inhibir el agrietamiento en lugar de aquella que lo genera. En algunos casos puede ser preferible aislar las pequeñas secciones de losa adyacentes a las aberturas mediante juntas de losa como se muestra en la fig. 2.33. La sección aislada de la losa debe ser reforzada con los requisitos convencionales para concreto reforzado.

Para aberturas grandes, siempre es deseable reforzar en el perímetro de las aberturas en los lechos superior e inferior de la losa con varillas que controlen el agrietamiento inicial en las esquinas de las aberturas. En algunos casos, puede ser necesario refuerzo estructural adicional alrededor del perímetro de la losa para distribuir algunas cargas aplicadas en la abertura de la losa. Las cargas en las aberturas pueden ser normalmente acomodadas por el uso de tendones y refuerzo adicional adherido alrededor del perímetro. Sin embargo, algunas veces se puede requerir de vigas adicionales para soportar las cargas en el perímetro de las aberturas, y debe hacerse un análisis estructural para determinar las cargas que pueden soportarse con el uso de tendones adicionales y con refuerzo adherido agregado o si las vigas son necesarias. Generalmente es preferible localizar las aberturas en el centro de los claros de losas en una dirección y placas planas en dos direcciones para minimizar los efectos de las aberturas en la capacidad a cortante de la losa en muros o columnas.

Cuando las aberturas se localizan donde pueden producir la reducción de la capacidad a cortante, es necesario determinar la capacidad de la losa para esa configuración, con análisis más exactos, la Sección 18.12.4 del ACI-318 requiere que: "como mínimo dos tendones sean colocados en cada dirección a través de la sección crítica por cortante sobre las columnas", como se mencionó anteriormente.

2.5.5.4. Colado y curado del concreto.

El concreto debe ser colado de tal manera que la posición del alineamiento de los tendones y del acero de refuerzo permanezcan sin cambios. Se debe dar atención especial al vibrado del concreto en la zona de los anclajes de los tendones para asegurar una compactación uniforme en esos puntos. La presencia de vacíos detrás de las placas de anclaje, o la insuficiencia en la resistencia puede causar fallas en el concreto. Un cuidadoso vibrado y un apropiado curado pueden eliminar más que estas dificultades. El curado debe hacerse de acuerdo con las recomendaciones estándar para evitar varios tipos de contracción y agrietamiento, y asegurar la calidad del concreto. El cloruro de calcio o los aditivos que contengan cloruro de calcio u otros cloruros no deben usarse en la construcción de concreto preesforzado o en los materiales usados para proteger los anclajes. Los acelerantes que no contienen cloruro de calcio son de disposición comercial y pueden ser usados cuando se requiera.

2.5.5.5. Operaciones de Tensado.

Las operaciones de tensado pueden empezarse cuando los cilindros de prueba, curados bajo las mismas condiciones del sitio de trabajo y representativos del concreto localizado entorno a los anclajes, indiquen que el concreto ha alcanzado la resistencia especificada para el preesfuerzo inicial (usualmente entre 60 a 80 por ciento de la resistencia a los 28 días). Alternativamente, pueden usarse métodos de pruebas no destructivos para verificar de manera aproximada la resistencia del concreto en la estructura, actualmente el ACI-318 no incluye métodos no destructivos con criterios aceptables para el control del concreto. Sin embargo tales

métodos pueden ser satisfactorios para la evaluación de la resistencia del concreto alrededor de los anclajes.

El tensado de los tendones puede ser monitoreado en dos formas:

Primero, por la lectura en el manómetro de la bomba que debe trasladarse a la fuerza en el tendón en el anclaje.

Esta información generalmente se proporciona dentro de los planos en una tabla de datos o gráfica de curvas para el tensado de un tendón.

Segundo, por medio de la elongación del tendón que puede ser calculada usando la fórmula:

$$DL = \frac{P L}{A_{ps} E_p}$$

donde:

DL = Elongación total del tendón en cm.

P = Fuerza de preesfuerzo medio (considerando los efectos de fricción a lo largo del tendón) en kg.

L = Longitud total del tendón en cm.

A_{ps} = Área de la sección transversal del acero de preesfuerzo en cm².

E_p = Módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo en kg/cm².

El módulo de elasticidad para varios materiales de tendones de postensado puede asumirse como los siguientes:

Torón de siete alambres:	E _p = 1 969 000 kg/cm ²
Alambres:	E _p = 2 039 000 kg/cm ²
Barras:	E _p = 2 109 000 kg/cm ²

Debe proporcionarse una tabla de los valores de elongación para los varios tendones en un proyecto y/o una presentación gráfica de la elongación esperada como parte de los planos del proyecto.

El Código ACI-318 requiere que la fuerza medida en el tendón por la presión, concuerde con la fuerza calculada en el tendón con una tolerancia máxima de +/- 7 por ciento para una elongación medida (fig. 2.34). La causa de variaciones en la fuerza determinada en exceso del 7 por ciento debe ser averiguada y corregida.

El módulo de elasticidad del torón de siete alambres varía muy poco del valor medio sugerido, 1 969 000 kg/cm². Ya que una variación de 70 300 kg/cm² en el módulo de elasticidad representa una diferencia de casi 4 por ciento de la elongación medida, es siempre preferible el uso de este módulo de elasticidad del torón usado en los proyectos cuando se compara la elongación y la presión en el manómetro en campo. La elongación del tendón es afectada por la variación de las fuerzas debido a las pérdidas por fricción a través de la longitud del tendón. Por esta razón las pérdidas deben ser consideradas al trasladar la elongación medida en el

tendón a las fuerzas en el tendón. La elongación medida proporciona un medio para conocer la fuerza promedio a través de la longitud del tendón, mientras que la presión del manómetro da la fuerza en el tendón con el anclaje. Los métodos para calcular las pérdidas por los efectos de fricción en la longitud de los tendones se presenta en el ACI-318, en la sección 18.6.2.. El ACI-318R, sección R18.18.1 requiere que los instrumentos usados para medir la fuerza del gato sean calibrados. Dicha calibración debe hacerla un laboratorio aprobado, 6 meses antes de usar el equipo.

Los equipos de tensado para postensado de tendones incorporan factores de seguridad razonables. Ocasionalmente, los defectos en los materiales no son detectados o el equipo puede tener un uso inadecuado. Por estas razones, se debe ejercer extrema precaución todo el tiempo, evitando no llevar el tensado a una presión extremadamente alta. La primera regla de seguridad es mantener al personal dirigiendo por atrás, sobre, o abajo el equipo de preesfuerzo. Una falla durante las operaciones de tensado puede causar serias lesiones al personal ubicado en el área alrededor de la parte posterior o en la vecindad inmediata del equipo de tensado. Si al realizar el tensado se revela la existencia de vacíos detrás de la placa de anclaje, debe liberarse toda la presión rápidamente, removerse el concreto defectuoso, y resanar los vacíos con un material aprobado. El material de resane debe alcanzar la resistencia requerida antes de tensar el tendón. No deben usarse cloruro de calcio o mezclas que contengan iones de cloruro en los resanes del concreto.

2.5.5.6. Descimbrado y reapuntalamiento.

La cimbra debe permanecer en su sitio hasta que se completen las operaciones de tensado. El formador de vacío y los tabiques deben ser removidos antes de iniciar las operaciones de tensado. Los costados de la cimbra para traveses pueden removerse antes de tensar con autorización del ingeniero. La remoción del apuntalamiento y de la cimbra deben seguir inmediatamente después de terminadas las operaciones de tensado. Después del tensado, puede requerirse un reapuntalamiento preventivo de sobrecargas debido a los ciclos adicionales del proceso constructivo de la estructura. En los elementos preesforzados el reapuntalamiento no debe acunarse más allá de un ajuste apropiado y debe retirarse por completo cuando el concreto alcance su resistencia nominal especificada o cuando sean terminadas las operaciones de tensado en el nivel inmediato superior de la construcción.

2.5.5.7. Soldadura y calentamiento.

Debe tenerse especial atención cuando se suelde o haya calentamiento cerca de los tendones para prevenir que el acero de preesfuerzo tenga sobrecalentamientos, no deben ocurrir saltos del arco eléctrico, y no debe dejarse que la escoria fundida tenga contacto con el acero de preesfuerzo. Cualquier causa o fundamento del uso de equipo de soldadura en el acero de preesfuerzo no debe ser permitida.

2.6. Requerimientos del Post-tensioning Institute (Instituto del Postensado) "Especificaciones para monotorones no adheridos".

2.6.1. Alcance.

En los siguientes párrafos se presentan algunas de las recomendaciones hechas por el Instituto del Postensado, que son de mayor relevancia y que complementan algunas de las recomendaciones del Comité ACI 423.

2.6.2. Requerimientos de instalación.

(1) Los tendones de preesfuerzo deben ser firmemente soportados a intervalos que no excedan de 90 cm, para prevenir desplazamientos durante el colado del concreto. Las tolerancias de colocación deben estar de acuerdo con las aplicaciones de las especificaciones de construcción.

Notas: Los tendones deben ser amarrados a silletas de soporte o al refuerzo adherido en cada dirección y de tal manera que su funda o envoltura no sea dañada. La desviación vertical de la ubicación del tendón debe ser mantenida en 6 mm para losas cuyo espesor sea de 20 cm o menos, de 10 mm en concretos con dimensiones mayores a 20 cm pero menores que 60 cm, y 13 mm para concretos con dimensiones mayores que 60 cm. Estas tolerancias deben ser consideradas cuando se establezca la dimensión del recubrimiento, particularmente en aplicaciones que estén expuestas a químicos deshielantes o ambiente con agua salina donde se recomiendan usar recubrimientos adicionales. La desviación en el plano horizontal que pueda ser necesaria para librar aberturas, ductos, cazas, insertos, etc. deben tener un radio de curvatura de no menos de 6.40 m. El comportamiento de la losa es relativamente insensible a la localización horizontal del tendón.

(2) Los tendones no deben ser expuestos a excesivas temperaturas, chispas de soldadura o ser usados como tierra física.

Notas: Las excesivas temperaturas se definen como temperaturas que deterioran el efecto del acero de preesfuerzo, anclajes, revestimientos de protección, o del material de la funda.

2.6.3. Anclajes para tensado.

(1) Los anclajes del preesfuerzo, en los cuales se aplica la tracción del gato al tendón, deben instalarse perpendicularmente al eje del tendón. La curvatura del perfil del tendón no debe, preferiblemente, estar a menos de 90 cm de los anclajes de preesfuerzo.

Notas: Cuando el principio de la curvatura del tendón esta a menos de 90 cm de una localización de preesfuerzo, se debe dar especial atención al gato y al centrado de las cuñas de bloqueo durante las operaciones de tensado. Con curvaturas pronunciadas en los anclajes, las fricciones locales pueden desarrollar afectaciones adversas en la elongación y en la eficiencia del tendón.

(2) Los anclajes de preesfuerzo deben estar unidos a la cimbra por medio de pernos, clavos, roscas de los accesorios tales como los formadores de vacío. La conexión debe ser lo suficientemente rígida para evitar aflojarlas accidentalmente con el tráfico de la construcción y durante el colado. El recubrimiento mínimo de concreto no debe ser menor que para el refuerzo en otras ubicaciones de la estructura.

(3) Los formadores de vacío usados para facilitar el tensado posterior de los tendones en los anclajes extremos o intermedios, deben excluir la posibilidad de intrusión de concreto o lechada al interior de la cavidad para las cuñas en el ancla. La altura de los formadores de vacío del borde del concreto a la cara de las cuñas no debe ser menor de 38 mm, para ambiente normal, ni 50 mm para ambiente corrosivo.

2.6.4. Anclajes intermedios.

(1) Los anclajes intermedios pueden instalarse embebidos en el concreto o colocados contra el concreto endurecido en las juntas de construcción. En el segundo caso, los anclajes deben tener un lado plano y el área en el concreto debe ser plana y sin rugosidades.

Nota: Cuando por razones de construcción sea necesario realizar el postensado en un lugar intermedio, se elegirá el corte de colado en el lugar donde la traza de los cables coincida con el centro de gravedad de la sección. Se colocará un anclaje intermedio que permita postensar la fracción colada y después continuar dicho preesfuerzo en el resto del elemento por colar. Esto debe revisarse a fin de que el preesfuerzo no ocasione esfuerzos desfavorables debidos a momentos por excentricidad de la fuerza en la sección del elemento donde se colocan las anclas intermedias.

(2) Cuando se colocan anclajes intermedios ya endurecido el concreto, debe tenerse especial atención a la perpendicularidad entre la cimbra y el tendón durante la colocación del tendón. Este tipo de anclaje no es recomendado para usarse en ambientes corrosivos.

(3) Los requerimientos de recubrimiento mínimo para anclajes intermedios son los mismos de la sección (2) y (3) de las recomendaciones 2.6.3.

2.6.5. Anclajes muertos.

(1) Los anclajes muertos o de extremo fijo deben ser instalados en el tendón con las previsiones del taller de habilitado antes de enviarlos al sitio de trabajo.

(2) Para anclajes tipo cuña, las cuñas de extremo fijo deben ser asentadas con una carga de no mayor que 80 % de la mínima resistencia última en tensión del tendón para torones relevados de esfuerzo o torones de baja relajación. La carga de asentamiento debe ser suficiente para asegurar la adecuada capacidad del anclaje sin tensión.

Notas: debido a la variación en equipos y materiales, una tolerancia de más o menos 3 por ciento, se recomienda en la carga para asentamiento de cuñas en anclas muertas o de extremo fijo.

(3) Los anclajes muertos o de extremo fijo deben ser colocados en la cimbra de acuerdo con las localizaciones mostradas en los planos, y asegurando su fijación al acero de refuerzo. Los recubrimientos mínimos requeridos para los anclajes muertos son los mismos que se manejan para los anclajes activos o de tensado.

(4) Los anclajes muertos destinados para uso en ambiente corrosivo deben ser encerrados o taponados en el lado de la cavidad de las cuñas con una cubierta hermética. Esta cubierta debe, preferiblemente, ser instalada en el taller, después de rellenar los vacíos alrededor de las cuñas apretadas con un material que prevenga la corrosión, similar al que es usado para prevención de la corrosión en el tendón.

2.6.6. Inspección de las fundas o vainas.

(1) Después de la instalación de los tendones en la cimbra y antes de colar el concreto, las vainas deben ser inspeccionadas por posibles daños.

(2) En ambientes corrosivos las áreas dañadas deben ser reparadas con un revestimiento restaurador que prevenga la corrosión en el área perjudicada y repare la funda. La reparación de las fundas debe ser hermética, y tiene que ser aprobado por el ingeniero de control.

Notas: Para tendones usados en ambientes no corrosivos las pequeñas áreas dañadas de la vaina del tendón pueden ser permitidas sin reparación.

(3) La cinta usada para reparar las fundas debe ser cinta adhesiva a prueba de humedad, envolviendo en forma de espiral alrededor del tendón y proporcionando como mínimo dos capas de cinta.

2.6.7. Tensado de tendones.

(1) El equipo hidráulico usado para tensar los monotorones debe estar acondicionado con grippers (mordazas) que no mellen o hagan muescas al torón más severas que las normales causadas por las cuñas de bloqueo.

(2) El gato de tensado y los instrumentos (manómetros) deben individualmente ser identificados y calibrados constantemente con los estándares conocidos en intervalos que no excedan de seis meses. El certificado de calibración para cada gato usado debe estar disponible a solicitudes superiores.

Notas: Esto es preferible a calibrar el equipo y los instrumentos juntos como una unidad. Sin embargo, los manómetros pueden ser calibrados contra un manómetro maestro de precisión conocida, mientras que el equipo se calibra contra el mismo manómetro maestro.

(3) La medición de la elongación puede hacerse en cada etapa del tensado al verificar que la fuerza en el tendón sea apropiadamente alcanzada. Las elongaciones medidas deben concordar con la elongación calculada con una tolerancia de +/- 5 %. Las diferencias que excedan de +/- 5 % deben ser resueltas con criterios de ingeniería en los registros.

Notas: La correlación de las elongaciones calculadas y medidas, dentro de una tolerancia de +/- 5 % requiere que la elongación calculada esté basada en un módulo de elasticidad correcto y en el área transversal de acero del tendón o tendones en consideración. Por otro lado, la fricción y el uso de diferentes coeficientes con valores promedio puede influir muy poco de proyecto a proyecto.

Las variaciones de los valores de elongaciones medidas y calculadas que excedan del 5 % deben ser evaluadas desde el punto de vista del número global de tendones y de la significancia estructural de la variación. Los excesos de la elongación, resultantes de un coeficiente de fricción pequeño comparado con el que se asumió en los cálculos generalmente no causa algún problema estructural.

(4) El registro del tensado debe ser llenado in situ, durante las operaciones de tensado, con los siguientes datos de control, como mínimo:

- Marca o identificación del tendón.
- Elongación requerida.
- Presión manométrica a alcanzar, requerida por la elongación.
- Elongación actual llevada a cabo.
- Fecha de la operación de tensado.
- Firma del operador o inspector de la operación de tensado.
- Número de serie o identificación del equipo de gato hidráulico.

Los registros del tensado deben ser entregados al propietario o a sus representantes (supervisión) para su verificación y custodia segura.

2.6.8. Terminación de los tendones.

(1) Adaptación del largo excesivo del tendón. Tan pronto como sea posible después de tensar el tendón y verificar satisfactoriamente su alargamiento el exceso de longitud del tendón debe ser cortado. La longitud del tendón que sobresalga más allá de las cuñas de bloqueo, después de cortarlo, debe ser entre 20 y 30 mm.

Los tendones pueden ser cortados por cualquiera de estos medios: cortador de oxi-acetileno, disco abrasivo, o tijeras hidráulicas. En caso de corte del tendón con oxi-acetileno, debe tenerse cuidado para evitar dirigir la flama hacia las cuñas.

(2) Los huecos hechos por los formadores de vacío deben ser rellenados, con un mortero que contenga algún aditivo estabilizador de volumen, tan pronto como sea posible después del tensado y cortado. En ninguna circunstancia deben usarse morteros o lechadas, para rellenar, que contengan cloruros u otros químicos conocidos que deterioren el acero de preesfuerzo.

Para tendones usados en ambientes corrosivos, las áreas expuestas de los torones y cuñas deben ser cubiertas con un material comparable al que se usa a lo largo del tendón y debe colocarse un capuchón hermético sobre el área revestida.

Antes de colocar el mortero en los huecos, la superficie interior de los huecos debe ser cubierta con una resina que garantice una excelente adherencia con el concreto ya endurecido.

Notas: Se recomienda que los huecos de los formadores de vacío se rellenen dentro de los siguientes 15 días después de cortar el exceso de longitud de los tendones. El rellenado de los huecos para tensado lo antes posible, resulta ser más deseable que práctico.

2.7. Cálculo de alargamientos y pérdidas de preesfuerzo por fricción.

Como control de que las pérdidas por fricción han sido correctamente evaluadas y en consecuencia que la tensión de cálculo es la que efectivamente se obtiene en la práctica, es necesario calcular los alargamiento de los tendones.

Para tensiones que queden dentro del límite de proporcionalidad del acero se aplica la Ley de Hooke.

$$\Delta L = \frac{P L}{A_{ps} E_p}$$

donde:

ΔL = elongación total del tendón, en cm.

P = Fuerza de tensión del tendón, en kg.

L = Longitud total del tendón, en cm.

A_{ps} = Área de la sección transversal del acero de preesfuerzo, en cm^2 .

E_p = Módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo, en kg/cm^2 .

Para una mejor comprensión del uso de estas variables y de otras que ya se han mencionado, se presenta el siguiente ejemplo.

Ejemplo 2.7.1.: Calcular el alargamiento del tendón de una nervadura, que pertenece a un sistema de losa postensada en una dirección de dos claros simétricos, con la traza que se muestra en la fig. 2.35, y que será postensada desde un solo extremo. El tendón esta formado por 2 torones de 0.5" de diámetro cada uno, engrasados y recubiertos, con las características siguientes:

$$A_p = 2 \times 0.99 = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$E_p = 1\,969\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_u = \text{Carga mínima a la ruptura} = 18\,730 \text{ Kg/Tor.}$$

$$P_j = \text{Carga de tracción aplicada por el gato} = 13\,100 \text{ Kg/Tor.}$$

$$= 0.70 P_u$$

$$L_t = \text{Longitud total del tendón} = 2002.40 \text{ cm}$$

Como se trata de monotorones, las pérdidas por fricción se calcularán para un torón del tendón mediante la expresión:

$$P_s = P_x (1 + K l_x + u_a)$$

Donde:

P_s = fuerza del cable de preesfuerzo en el extremo del gato.

P_x = fuerza del cable de preesfuerzo en cualquier punto x .

K = coeficiente de fricción por curvatura no intencional.

l_x = longitud del cable de preesfuerzo del elemento del extremo del gato a un punto cualquiera x , (m).

u = coeficiente de fricción por curvatura intencional.

a = cambio angular total de la trayectoria del cable de preesfuerzo en radianes desde el extremo del gato del cable hasta cualquier punto x .

Los valores de los coeficientes K y u , para tendones no adheridos engrasados previamente, se consideran en éste caso como:

$K = 0.00115$ (Kg/Kg/m) o (Ton/Ton/m)

$u = 0.1000$

El cambio angular, a , se determina para cada sección en que se ha dividido la traza y en cada caso vale:

$$a = \frac{L_x}{R} \quad R = \frac{D_x^2}{2 D_y}$$

donde R es el radio de curvatura en cada tramo, y D_x y D_y se describen en la fig. 2.35. Para determinar las coordenadas de ubicación del eje centroidal del torón a lo largo de su traza, pueden usarse las expresiones básicas para calcular y dibujar parábolas. La expresión fundamental es:

$$X^2 = 4 P Y$$

de la cual al despejar Y , se obtienen la elevación del tendón a partir de las distancias horizontales.

Sí se considera una parábola simétrica con vértice en el origen, dicho de otra forma, un tendón parabólico simétrico cuya excentricidad máxima se ubica al centro del claro de una viga, se tiene que:

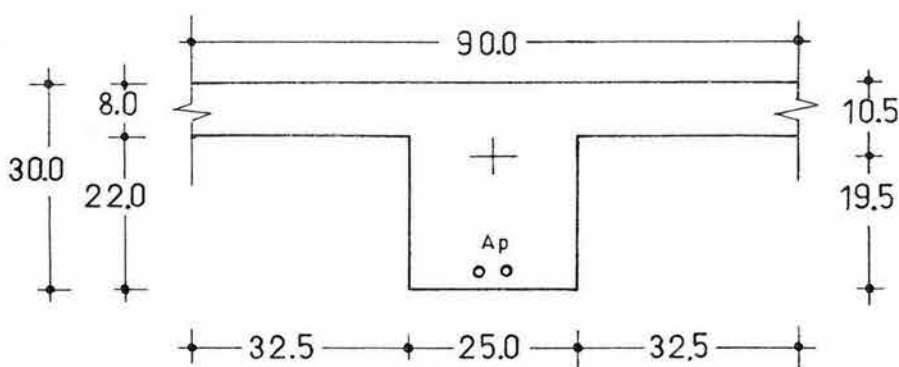
$$X = \frac{L}{2}, \quad Y = Y_p$$

Para un claro interior de una viga continua es fácil obtener la expresión de la cual se deriven los puntos de ubicación para el tendón parabólico a lo largo del claro. Pero cuando se trata de claros de borde, donde la excentricidad del tendón no es la misma en los dos extremos del claro es necesario incluir otras consideraciones.

En el ejemplo presente, los dos claros de la nervadura son de borde, y la expresión que se obtiene es para el claro izquierdo, de la cual se deriva la expresión para el claro derecho.

La traza teórica considera la flecha de la parábola igual a:

$$Y_p = \frac{10.5}{2} + 16.5 = 21.75 = 22 \text{ cm}$$



NERVADURA TIPO

DATOS:

$A_p = 2 \text{ Tor } \phi 0.5''$

$K = 0.00115$

$u = 0.10$

$P_j = 13100 \text{ kg/Tor}$

$E_p = 1969000 \text{ kg/cm}^2$

SECCION A-A

$$Y = \frac{(X - 500)^2}{11363.636} + X \frac{10.5}{1000.00} - (22 - 19.5)$$

TRAZA DEL TENDON

EJE DE NERVADURA

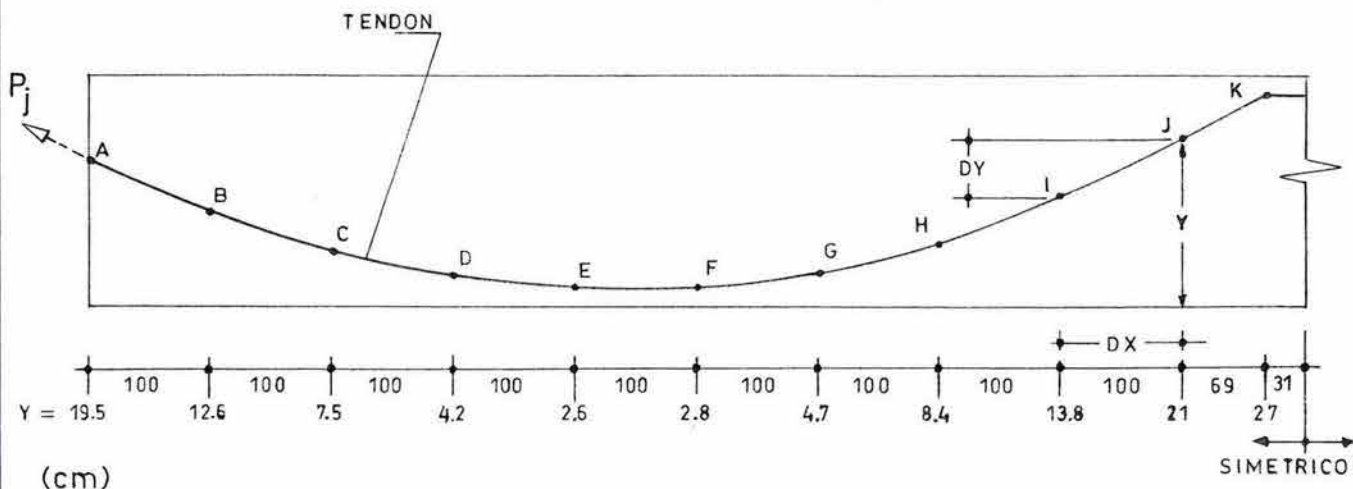
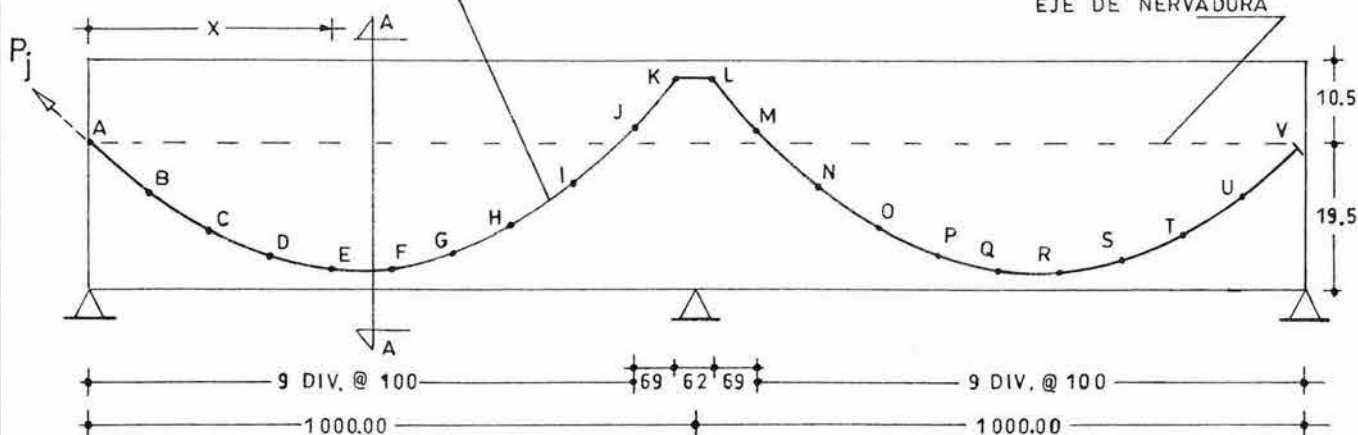


FIG. 2.35. CALCULO DE ALARGAMIENTOS Y PERDIDAS POR FRICCION

donde el tendón coincide con el centroide de la sección de concreto en el apoyo izquierdo y se encuentra ubicado en la cara superior de la nervadura en el apoyo interior.

En este caso, y de acuerdo con la expresión fundamental, $X = 500$ cm, $Y = 22$ cm, de lo cual se obtiene que $4P = 11\,363.636$. La ubicación del tendón se obtiene considerando que las abscisas se toman desde el apoyo izquierdo hacia la derecha, y que las ordenadas queden definidas a partir de la cara inferior. La forma de la parábola queda definida por la siguiente expresión:

$$Y = \frac{(X - 500)^2}{11\,363.636}$$

Pero para lograr que la expresión considere el recubrimiento de concreto para el tendón ($30 - 27.25 = 2.75$ cm) y la inclinación lineal de la parábola desde el apoyo interior, se consideran factores adicionales.

Para el recubrimiento: $-(22 - 19.5)$

Para la variación lineal desde el apoyo interior: $X \frac{10.5}{1000}$

La expresión final para la ubicación del tendón de preesfuerzo, en el claro izquierdo de la nervadura, resulta:

$$Y = \frac{(X - 500)^2}{11\,363.636} + \left(X \frac{10.5}{1000}\right) - (22 - 19.5)$$

En esta expresión todos los valores deben ser considerados en centímetros.

También debe considerarse que la expresión define la traza teórica, por lo que en el apoyo interior ésta traza se interrumpe, manteniéndose recto en un tramo cuya longitud son 62 cm (31 cm a cada lado del eje de apoyo), para generar un perfil más práctico.

Para el claro derecho de la nervadura continua la expresión es algo diferente, siendo la expresión para trazarla la siguiente:

$$Y = \frac{(X - 500)^2}{11\,363.636} - (X - 500) \left(\frac{10.5}{1000}\right) + 2.75$$

Con las coordenadas del tendón se obtienen los datos geométricos para cada tramo en que se le ha dividido.

Claro	Punto	X (cm)	Y (cm)	Dx (cm)	Dy (cm)	Tramo	Longitud (m)
Izquierdo	A	0.00	19.5				
	B	100	12.6	100	6.9	A-B	1.002
	C	200	7.5	100	5.1	B-C	1.001
	D	300	4.2	100	3.3	C-D	1.001
	E	400	2.6	100	1.6	D-E	1.000
	F	500	2.8	100	0.2	E-F	1.000
	G	600	4.7	100	1.9	F-G	1.000
	H	700	8.4	100	3.7	G-H	1.001
	I	800	13.8	100	5.4	H-I	1.001
	J	900	21.0	100	7.2	I-J	1.003
	K	969	27.0	69	8.0	J-K	0.693
Derecho	L	31	27.0	62	0	K-L	0.620
	M	100	21.0	69	8.0	L-M	0.693
	N	200	13.8	100	7.2	M-N	1.003
	O	300	8.4	100	5.4	N-O	1.001
	P	400	4.7	100	3.7	O-P	1.001
	Q	500	2.8	100	1.9	P-Q	1.000
	R	600	2.6	100	0.2	Q-R	1.000
	S	700	4.2	100	1.6	R-S	1.000
	T	800	7.5	100	3.3	S-T	1.001
	U	900	12.6	100	5.1	T-U	1.001
	V	1000	19.5	100	6.9	U-V	1.002

En cada tramo se obtendrán las pérdidas representativas por serpenteo (o curva no intencional) y por curvatura desde el extremo anterior hasta el punto de análisis, siendo la ubicación del gato el extremo anterior para el primer tramo. Las suma de esas pérdidas en cada tramo son el efecto de la fricción que se expresa en términos de reducción de la tracción en el punto de análisis con respecto al punto anterior. La pérdida en cada punto se promedia con la pérdida del punto anterior y se determina así la longitud virtual del torón en ese tramo, que es la longitud afectada por la fricción a partir de su longitud real, después usando la Ley de Hooke en ese tramo se obtiene el alargamiento que tendrá la longitud reducida cuando se aplique el preesfuerzo.

La suma de las deformaciones individuales es la elongación que tendrá el torón en el extremo donde se coloque el gato y cuando se tense hasta la presión debida.

También puede sumarse las longitudes parciales de cada tramo y aplicar la Ley de Hooke a la longitud resultante.

El porcentaje de pérdidas por fricción se puede obtener por diferencia entre la deformación calculada considerando las pérdidas y otra en que no se consideren estos efectos, suponiendo que el tendón es recto con una longitud total igual a la que tiene en la traza.

Para una disposición ordenada de los cálculos pueden tabularse los datos según las siguientes columnas de análisis:

Columna N°	Descripción
1	Identificación del punto de análisis sobre la traza.
2	Delimitación del tramo de análisis en la traza.
3	l_x , longitud real del tramo (m).
4	R, radio de curvatura para el tramo en análisis (m).
5	$K l_x$, pérdidas por serpenteo. $0.00115 \times$ longitud real del tramo(col. 3)
6	$(u l_x)/R$, $u = 0.10$, pérdidas por curvatura.
7	Suma de las pérdidas por serpenteo y por curvatura. Columna 5 + columna 6
8	$1 - (K l_x + (u l_x)/R)$, coeficiente de Efectividad. $1 -$ (valor Col. (7)).
9	Coficiente Reductor en el punto de análisis, valor de la Col. (8) en el tramo considerado por el valor de la Col. (9) en el punto anterior (para el primer punto, donde se ubica el gato, el Coeficiente Reductor es 1).
10	Coficiente de Tramo, que es el promedio de los coeficientes reductores del punto inicial y del punto final, para el tramo considerado.
11	Longitud reducida, calculada para el tramo considerado en la traza. Es el valor de la Columna (10) por la longitud real, l_x , del tramo considerado. Este valor representa la longitud ficticia que se usa para determinar el alargamiento neto del tendón cuando se aplica la fuerza de tracción ejercida por el gato.

CALCULO DE ALARGAMIENTOS Y PERDIDAS POR FRICCIÓN

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
A								1.000		
	A-B	1.002	7.31	0.00115	0.014	0.015	0.985		0.993	0.995
B								0.985		
	B-C	1.001	9.81	0.00115	0.010	0.011	0.989		0.980	0.981
C								0.974		
	C-D	1.001	14.94	0.00115	0.007	0.008	0.992		0.970	0.971
D								0.966		
	D-E	1.000	31.45	0.00115	0.003	0.004	0.996		0.964	0.964
E								0.962		
	E-F	1.000	294.12	0.00115	0.000	0.001	0.999		0.961	0.961
F								0.961		
	F-G	1.000	25.92	0.00115	0.004	0.005	0.995		0.958	0.958
G								0.956		
	G-H	1.001	13.57	0.00115	0.007	0.009	0.991		0.952	0.952
H								0.948		
	H-I	1.001	9.20	0.00115	0.011	0.012	0.988		0.942	0.943
I								0.936		
	I-J	1.003	6.97	0.00115	0.014	0.016	0.984		0.929	0.931
J								0.922		
	J-K	0.693	4.00	0.00080	0.017	0.018	0.982		0.913	0.633
K								0.905		
	K-L	0.620	0.00	0.00071	0.000	0.001	0.999		0.905	0.561
L								0.904		
	L-M	0.693	4.00	0.00080	0.017	0.018	0.982		0.896	0.621
M								0.888		
	M-N	1.003	6.97	0.00115	0.014	0.016	0.984		0.881	0.883
N								0.874		
	N-O	1.001	9.20	0.00115	0.011	0.012	0.988		0.869	0.870
O								0.864		
	O-P	1.001	13.57	0.00115	0.007	0.009	0.991		0.860	0.861
P								0.856		
	P-Q	1.000	25.92	0.00115	0.004	0.005	0.995		0.854	0.854
Q								0.852		
	Q-R	1.000	294.12	0.00115	0.000	0.001	0.999		0.851	0.851
R								0.851		
	R-S	1.000	31.45	0.00115	0.003	0.004	0.996		0.849	0.849
S								0.847		
	S-T	1.001	14.94	0.00115	0.007	0.008	0.992		0.844	0.844
T								0.840		
	T-U	1.001	9.81	0.00115	0.010	0.011	0.989		0.836	0.837
U								0.831		
	U-V	1.002	7.31	0.00115	0.014	0.015	0.985		0.825	0.827
V								0.819		
	$\Sigma = 20.024$								$\Sigma = 18.149$	
	Lr = 20.024 m								Lc = 18.149 m	

Lr = longitud real total

Lc = longitud calculada con pérdidas por fricción.

El alargamiento esperado en un torón del tendón, cuando se aplica la fuerza de preesfuerzo inicial por el gato, considerando las pérdidas por fricción entre el torón y su vaina, es:

$$DL = \frac{P L}{A_p E_p} = \frac{(13\ 100)(18\ 149)}{(0.99)(1\ 969\ 000)}$$

$$DL = 12.129\text{ cm}$$

Si se considera que las pérdidas por fricción no existieran, el alargamiento sería :

$$DL = \frac{(13\ 100)(20\ 024)}{(0.99)(1\ 969\ 000)} = 13.456\text{ cm}$$

Las pérdidas por fricción, para este caso representan el, $(1 - (12.129/13.456))(100) = 9.8\%$ de la fuerza de preesfuerzo inicial, que se ve inmediatamente reducida por éste efecto, precisamente antes de que se anclen los torones al concreto. Si se quisiera eliminar las pérdidas de preesfuerzo producidas por la fricción, podría sobre tensarse cada torón aproximadamente 1231 kg si los esfuerzos en el concreto lo permiten, pero solo un instante, debiéndose anclar bajo la fuerza especificada de tensado (13 100 kg).

Adicionalmente, a estas pérdidas se agregarán las pérdidas por acuíñamiento del anclaje, acortamiento elástico del concreto, fluencia del concreto, contracción del concreto, y las debidas a la relajación del esfuerzo en los cables.

2.8. Anclas y equipo de postensado para el sistema monotorón sin adherencia.

2.8.1. Anclas monotorón.

Los anclajes para los cables postensados se pueden dividir en dos grandes ramas: Los cables multitorones y los cables monotorones.

Los cables multitorones pueden llegar a acumular un número elevado de torones (IE 50 Torones) y requieren de grandes placas que sean capaces de soportar una tracción algunas veces cercana a 700 toneladas. Los anclajes generalmente son de patente fabricados de línea y se diseñan para ser usados junto con los gatos hidráulicos especiales para aplicar dichas tensiones (fig. 2.36). Su uso no resulta práctico para edificios urbanos.

Los cables monotorón se anclan mediante placas unitarias, para un torón o de grupo cuando el tendón de preesfuerzo requiere más de un torón para crear la fuerza compresora de diseño, y su tensado es individual ya que no hay fricción entre los torones durante el tensado como ocurre en el multitorón.

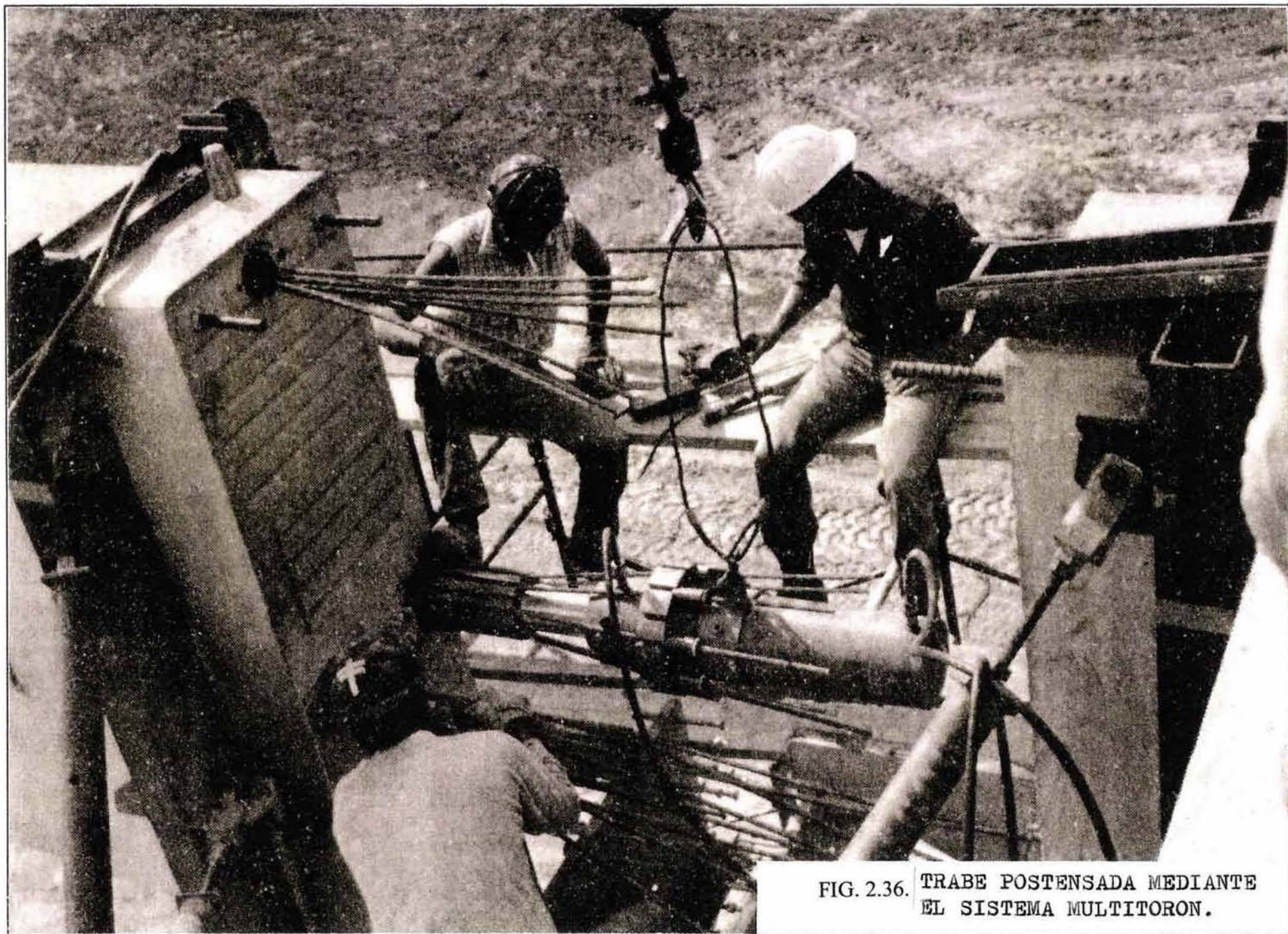


FIG. 2.36. TRABE POSTENSADA MEDIANTE EL SISTEMA MULTITORON.

El equipo de tensado es muy compacto y permite tensar un elevado número de cables en una jornada. Los anclajes individuales tienen proporcionalmente un costo mucho menor que los anclajes de multitorones.

Los anclajes unitarios se producen también "encapsulados", esto es con un baño de plástico y un tapón sellado para proteger la cabeza del cable y las cuñas de bloqueo. Este tipo de anclaje se recomienda para elementos estructurales bajo el agua y/o en lugares de alta corrosión como pueden ser las costas.

Las fig. 2.37 y 2.38 muestran la disposición general para los sistemas de anclaje de monotorón sin adherencia (ancla de postensión, ancla intermedia y ancla fija) que son tensados individualmente y tienen uso general en edificación, para ambiente normal y ambiente corrosivo respectivamente, incluyendo todos sus componentes y accesorios.

Todos los tendones del sistema monotorón están habilitados y llegan a la obra enrollados para facilitar su colocación; en este sistema nunca es necesario el acoplamiento ya que es posible aplicar separadamente la tensión a secciones sucesivas de la longitud total, tensando en cualquier punto intermedio, y luego continuando con el mismo cable. Los anclajes intermedios y fijos de extremo se sujetan al tendón en el taller de tal manera que únicamente se requiere desenrollar la parte requerida de un tendón particular para cada colada. El anclaje de tensado se fija en el borde de la cimbra mediante clavos o al armado del elemento con amarres de alambre, previamente en el anclaje se instala el formador de vacío reusable que es la cimbra de un hueco cónico para el tensado. Una vez fraguado el concreto se retira la cimbra y el formador de vacío, después de que se ha alcanzado la resistencia requerida se procede al tensado del cable con la fuerza y alargamiento especificados. El hueco cónico dejado por el formador de vacío se resana fácilmente después de que se ha cortado el exceso del cable del último tramo.

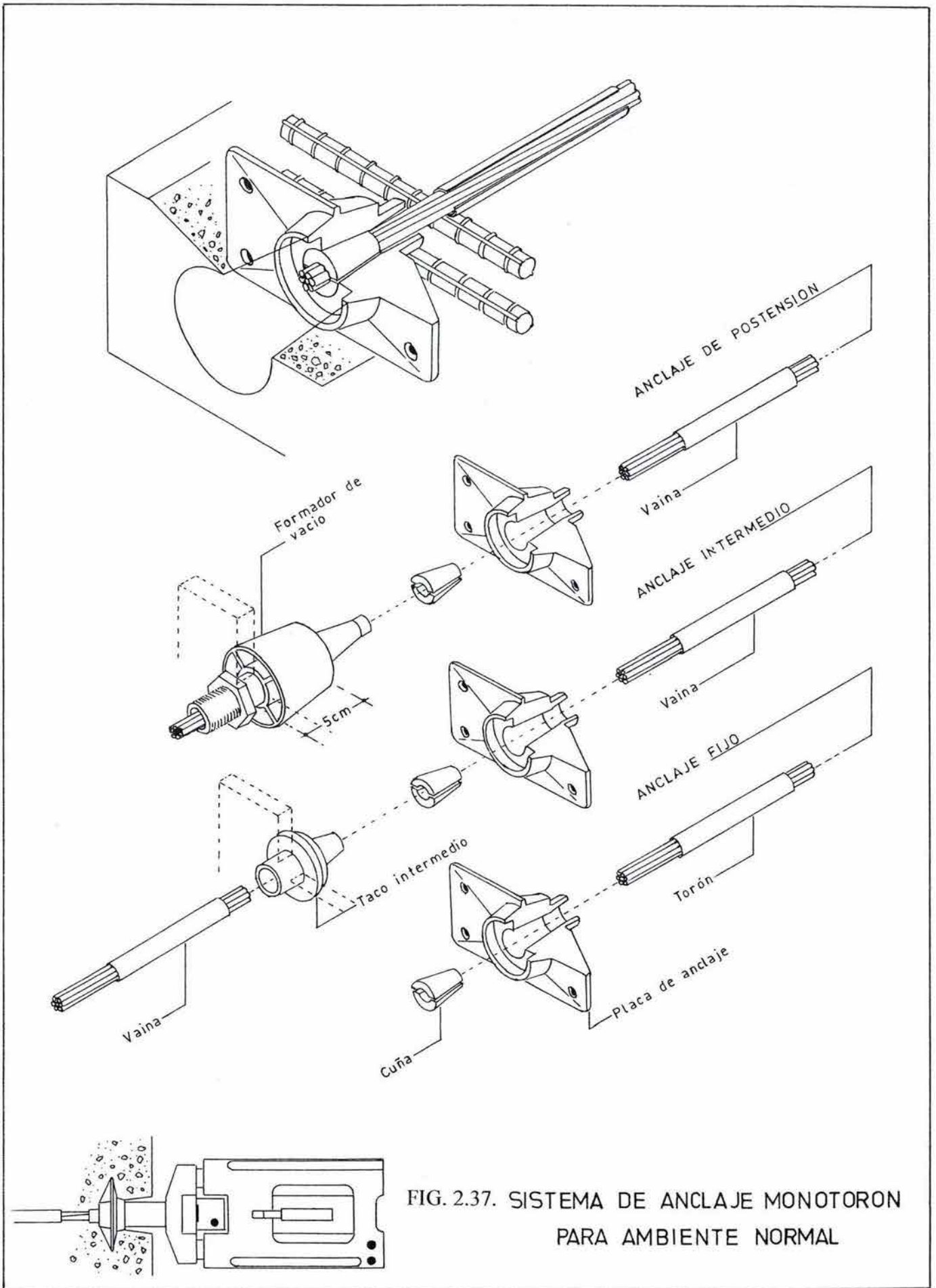
Las cuñas de bloqueo están diseñadas con una inclinación de aproximadamente 4 grados, y se fabrican con acero de aleación al alto carbón, y tienen un astreado interior muy fino que les permite sujetar firmemente al torón sin dañarlo, reduciendo las pérdidas por deslizamientos. Estas son pieza fundamental del sistema de anclaje monotorón.

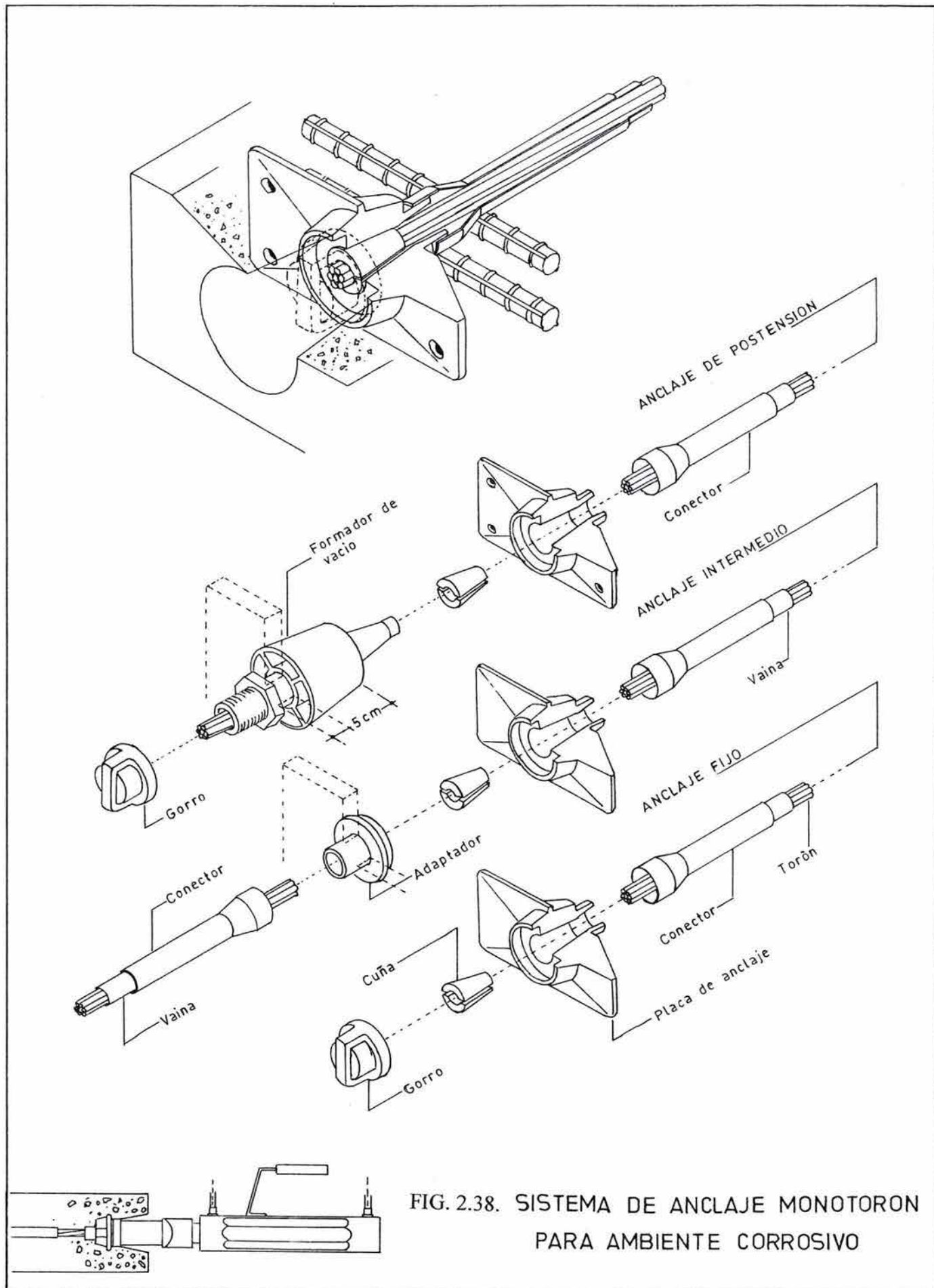
La fig. 2.39 muestra las dimensiones estándar de las anclas de línea que están diseñadas para ser usadas con los torones relevados de esfuerzo (grado 250 K o grado 270 K) de 0.5" y 0.6" de diámetro, y que tienen aplicación común. Las pequeñas placas rectangulares de anclaje cumplen con las restricciones del tamaño de borde de losas delgadas y perfiles estructurales ligeros (las anclas de 0.5" requieren un espesor de 11 cm).

Las dimensiones están diseñadas para que el preesfuerzo inicial se aplique cuando el concreto alcance el alrededor del 45 % de su resistencia nominal $f'c$, o bien, cuando la resistencia sea del orden de 115 kg/cm^2 como mínimo, esto ocurre normalmente a las 72 horas de haber concluido el colado, utilizando concreto clase 1 fabricado con cemento tipo 1 junto con un curado convencional. Estas consideraciones de diseño se basan en las siguientes expresiones normativas:

Inmediatamente después del anclaje:

$$f_b = 0.80 f_{ci} ((A_2/A_1) - 0.20)^{1/2}, \text{ menor o igual que } 1.25 f_{ci}.$$





Después de que han ocurrido las pérdidas de preesfuerzo:

$$f_b = 0.60 f'c (A_2/A_1)^{1/2}, \text{ menor o igual que } f'c.$$

donde:

f_b = esfuerzo de aplastamiento permisible en el concreto (kg/cm^2) bajo la acción de la placa de anclaje del tendón postensado.

A_1 = área de aplastamiento de la placa de anclaje del cable de postensado.

A_2 = área de la figura de mayor tamaño, semejante a A_1 y concéntrica con ella que puede inscribirse en la superficie de anclaje.

f_{ci} = resistencia a compresión del concreto (kg/cm^2) en el instante de aplicar la fuerza de preesfuerzo inicial P_i . Para estimar la resistencia a compresión del concreto a cualquier edad puede utilizarse la siguiente expresión para concreto fabricado con cemento tipo I curado con agua:

$$f_{c_t} = \frac{t}{4 + 0.85t} f_{c_{28}}$$

donde t es el tiempo en días y $f_{c_{28}}$ es la resistencia nominal a los 28 días de colado del concreto.

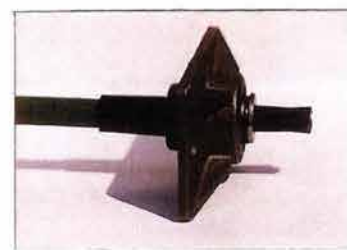
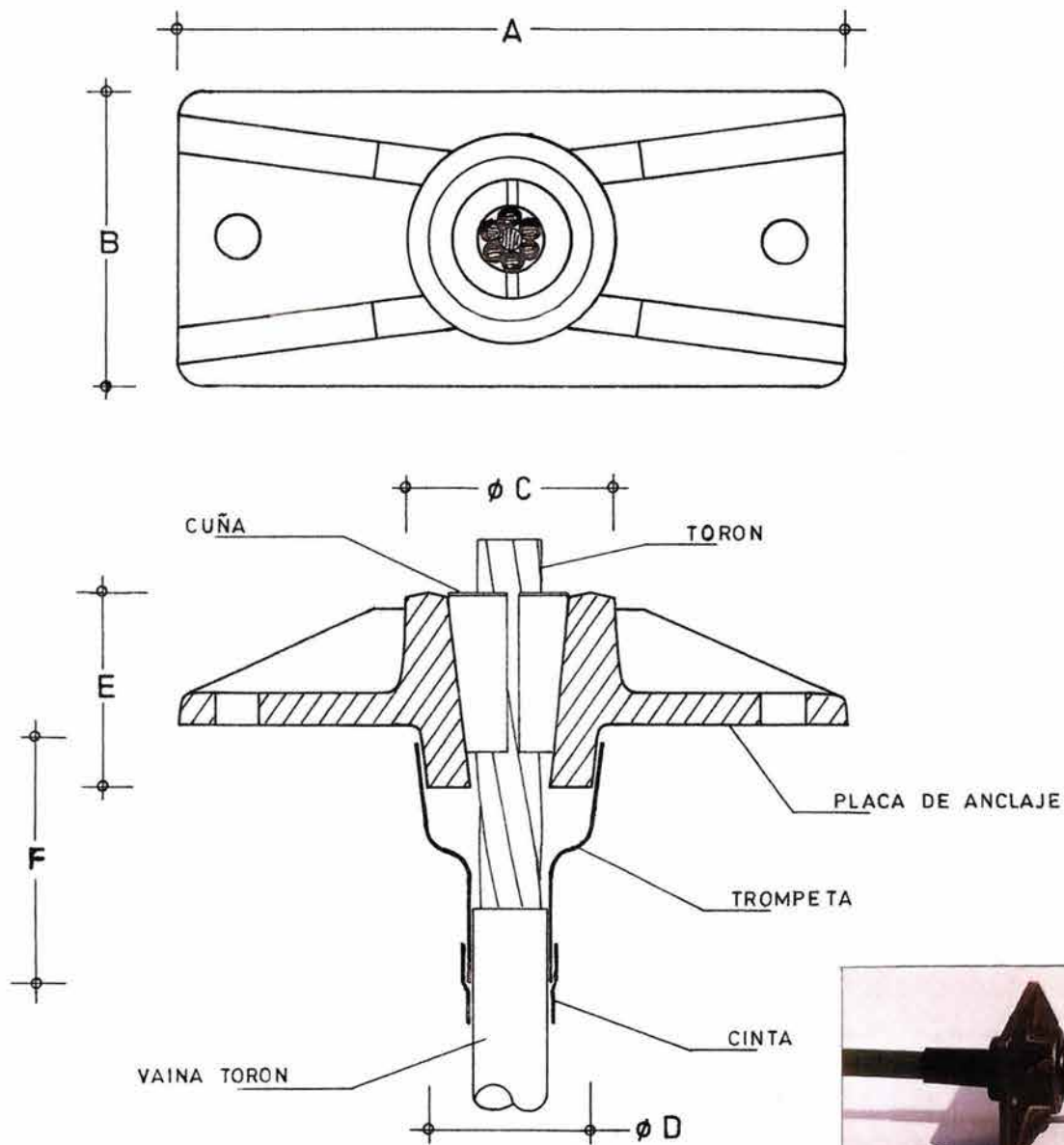
Las expresiones anteriores adicionalmente requieren que el concreto en la zona de anclaje deba reforzarse con varillas del número 3 con longitud de 30 a 40 cm, y en zonas de gran concentración de anclajes con una parrilla consistente de barras del número 3 colocadas a cada 8 cm en cada dirección, a fin de distribuir las fuerzas concentradas de preesfuerzo y evitar fisuras producidas por esfuerzos cortantes.

Este refuerzo puede no ser necesario si existe refuerzo suficiente provisto para el mismo elemento estructural o para otros, tal como en el caso del refuerzo longitudinal de las columnas, en la zona de los anclajes.

Las piezas fundidas de anclaje desarrollan por lo menos el 95% de la mínima resistencia última especificada para el acero de preesfuerzo.

El torón puede tensarse temporalmente hasta el 80% de la resistencia última especificada para vencer la fricción, pero la fuerza de anclaje no deberá sobrepasar del 70% de dicha resistencia.

Se deberá suponer que la fuerza efectiva es el 60% de la resistencia última especificada admitiendo un 10% de pérdidas, a menos que exista suficiente información que pruebe otra cosa.



TIPO	FUERZA CABLE (TON)	DIMENSIONES (MM)					
		A	B	ϕC	ϕD	E	F
0.5"	15.2	127	57	42	35	38	50
0.6"	21.3	148	76	53	35	41	50

FIG. 2.39. ANCLAS MONOTORON PARA POSTENSADO

2.8.2. Bomba y gato hidráulicos para tensado.

El equipo hidráulico así como el gato que se emplean en los procesos de tensado de los torones individuales en los elementos postensados, como se mencionó, son de patente aunque existen varias fabricas que los manufacturan con características y tamaños estandarizados.

2.8.2.1. Bomba hidráulica.

La fig. 2.40 ilustra las partes generales de un equipo de bomba hidráulica de acción eléctrica con capacidad de 703 kg/cm^2 (10000 psi) diseñada para que con el gato adecuado pueda lograr tracciones de 20 y hasta 30 ton.

Las partes generales de la bomba hidráulica, señaladas en la figura, son:

1. Interruptor estándar encendido/apagado, puede controlar el motor eléctrico con estímulos pequeños cuando es necesario aplicar la presión a intervalos muy cortos.
2. Cámara de aceite refrigerante, que puede agregarse a la bomba cuando se requiera. Este contiene un ventilador enfriador, externo al aceite refrigerante que incluye una guardabarrera.
3. Reducción de campana, contribuye a la disminución de peso y no sacrifica el funcionamiento o la durabilidad. Esta bomba, con el aceite enfriador instalado es 8.16 kg más ligera que otras bombas de la misma capacidad. La bomba, sin el aceite enfriador instalado, pesa sólo 22.70 kg.
4. Esta bomba rinde $11\,500 \text{ cm}^3$ de aceite a 70.3 kg/cm^2 para avance rápido, y 980 cm^3 para una elevada presión de aceite a 703 kg/cm^2 .
5. Medidor de presión integrado, de 10 cm de diámetro con acero biselado de acuerdo con ANSI B40.1 Grado A, con rango de 0.0 a 703.0 kg/cm^2 (0 - 10 000 psi) en incrementos de 7.03 Kg/cm^2 (100 psi), con 1 % en la precisión de graduación.
6. Filtro de aceite externo de circulación rápida, constantemente remueve los contaminantes del aceite en circulación para un bombeo máximo. La válvula y el cilindro son accesorios vitales.
7. Válvulas especialmente diseñadas (Nueva 9500HD y 9628 modelo "C") para ser usada con las bombas para postensado y otra aplicaciones de uso pesado.
8. Mango aislado, para traslado.
9. Silenciador de operación. De 80 a 85 decibeles a 0.90 m de distancia.
10. 1 Regulador de presión externo, fácilmente ajustable.
11. Motor eléctrico, aislado por una división para alargar su vida de servicio. De 12,000 rpm. Necesidades de energía eléctrica: 110 volts.
12. Depósito de aceite hidráulico. Completamente sellado que previene derrames cuando la bomba se ladea o voltea accidentalmente. El depósito estándar aísla las partículas suspendidas contaminantes del aceite.
13. Puerto de drenado del depósito estándar.
14. Mira de medición del nivel de aceite, para monitorear de manera precisa el nivel de aceite hidráulico.
15. Diseño compacto para fácil manejo. Esta bomba tiene una altura total de 47 cm, el peralte, la longitud y el ancho del depósito de aceite son 15, 30 y 24 cm respectivamente, y la longitud total en planta es de 38 cm.

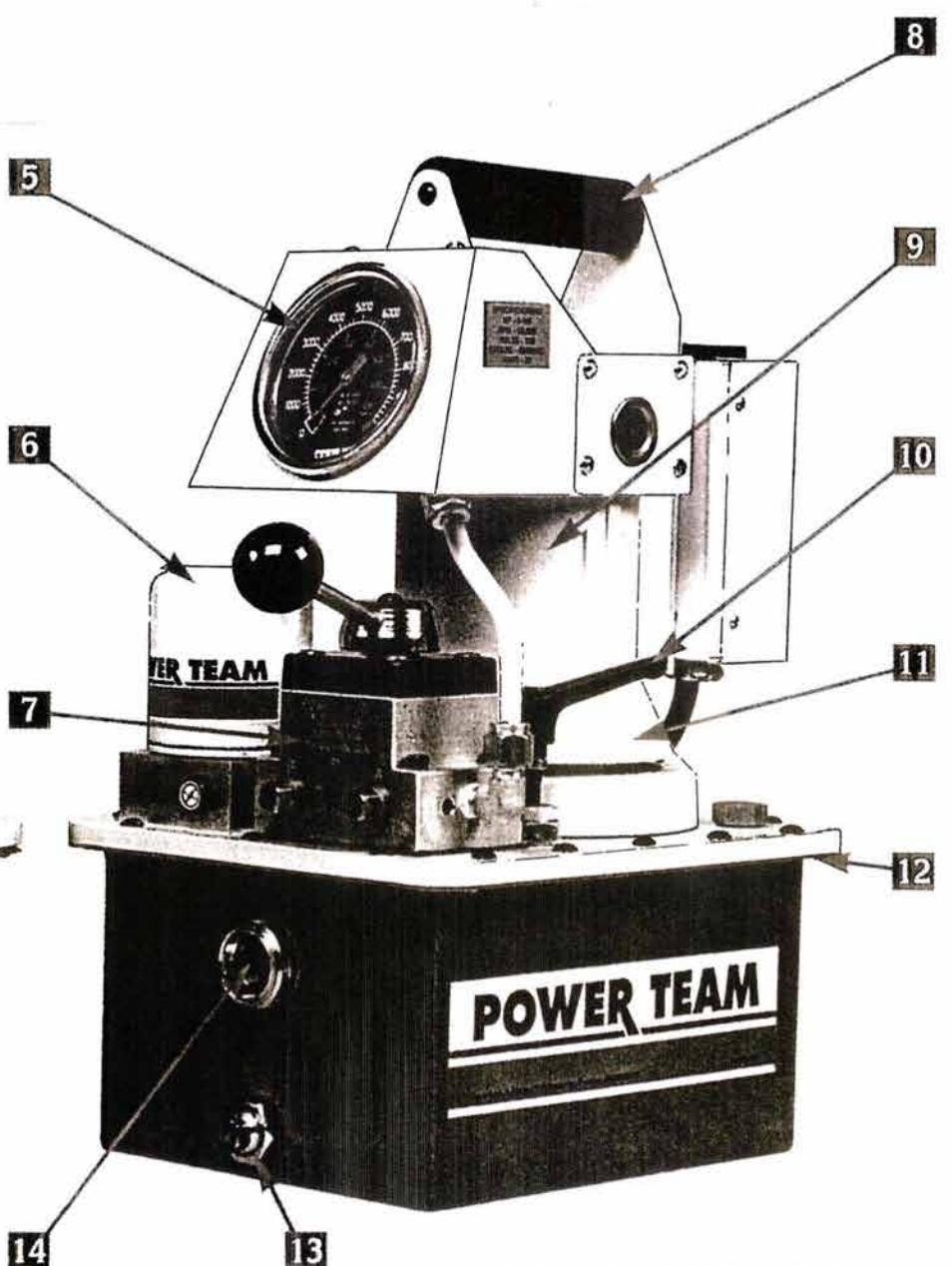
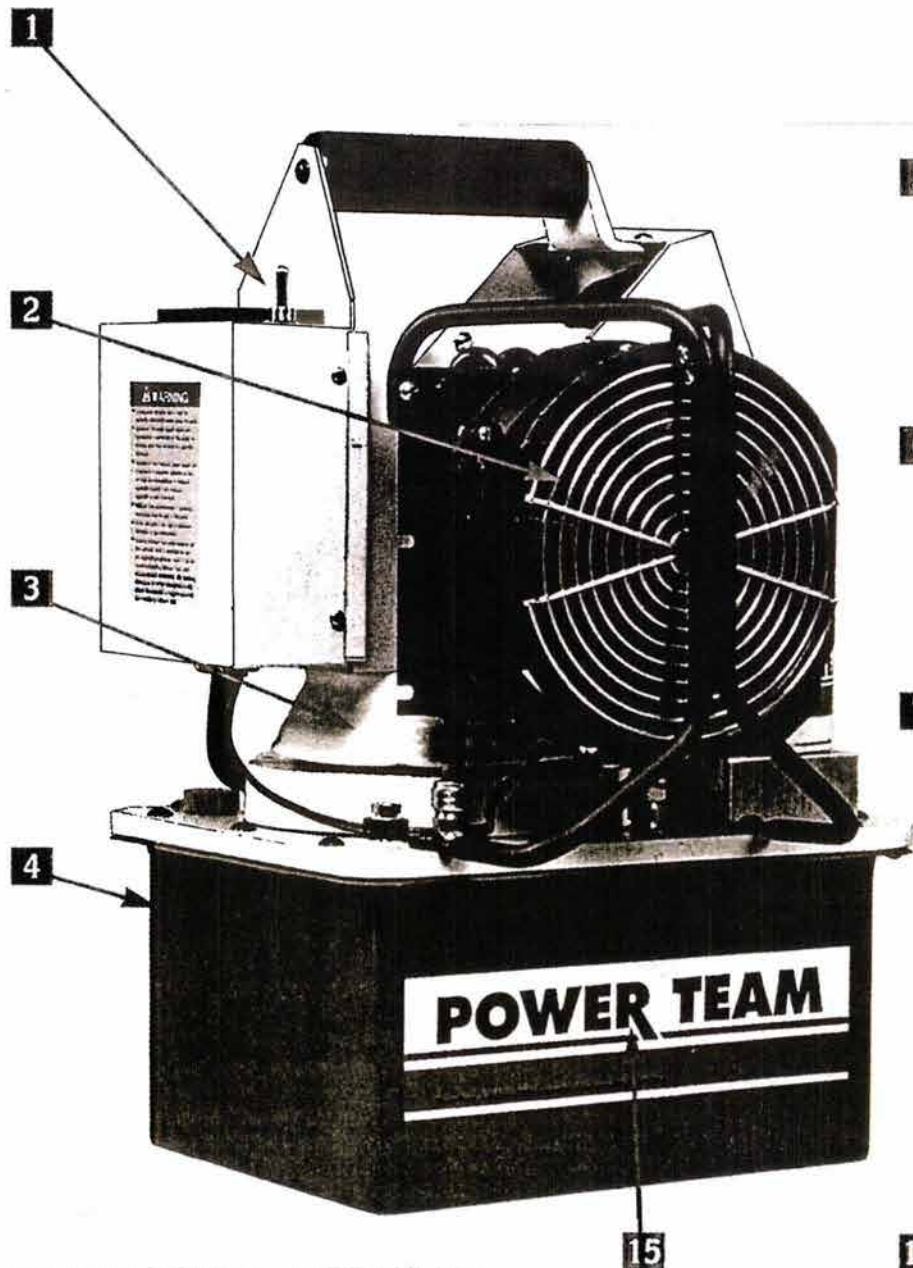


FIG. 2.40. BOMBA HIDRAULICA

Postensión-Monotorón

2.8.2.2. Gato hidráulico.

Los gatos para el sistema de monotorón (fig. 2.41) pueden ser usados en casi todos los trabajos relacionados con preesfuerzo postensado como losas sobre suelo, losas a gran altura, tanques de agua y silos, reparaciones estructurales, etc., pudiendo ser manipulados por una persona.

Los gatos hidráulicos para postensión de monotorones se diseñan típicamente para dos casos: torones de 0.5" y torones de 0.6" de diámetro.

Entre los gatos que se fabrican para postensado hay modelos que son de simple o de doble acción hidráulica, con fuerza motriz o con muelles para asentar las cuñas de bloqueo. Todos los gatos desarrollan una carrera de 20 a 25 cm y tienen capacidades adecuadas (20 o 30 ton) para tensar óptimamente los torones de 0.5" o de 0.6" de diámetro.

También existen comercialmente varios accesorios que complementan las posibilidades de uso, tales como mordazas y mangueras que se adaptan fácilmente a los gatos estándar para poder tensar torones de 7/16" o 3/8" y ser usados con varios tipos de anclas y cuñas.

A continuación se presentan las especificaciones de los gatos hidráulicos estándar, diseñados para tensar torones de 0.5" y torones de 0.6".

Especificación	Monotorón 0.5"	Monotorón 0.6"
Longitud total (cm)	46.00	46.00
Ancho (cm)	19.00	21.60
Grosor (cm)	6.80	7.50
Carrera (cm)	22.00	22.00
Área afectiva de presión (cm ²)	40.50	51.30
Diámetro del pistón (cm)	5.08	5.71
Presión interna para 21 000 kg de tracción (kg/cm ²).	-----	409.00
Presión interna para 15 000 kg de tracción (kg/cm ²).	363.00	287.00
Capacidad de aceite (lts).	0.85	1.00
Peso total (kg). Cabeza hidráulica para asentado de cuñas.	19.70	29.00
Área de pistón (cm ²).	40.35	50.70

Nota: El gato para 0.6" puede ser adaptado a 0.5" con el cambio del accesorio de la cabeza hidráulica.

La fig. 2.42 muestra los componentes generales de un gato hidráulico estándar para monotorón, de acuerdo con la siguiente identificación.

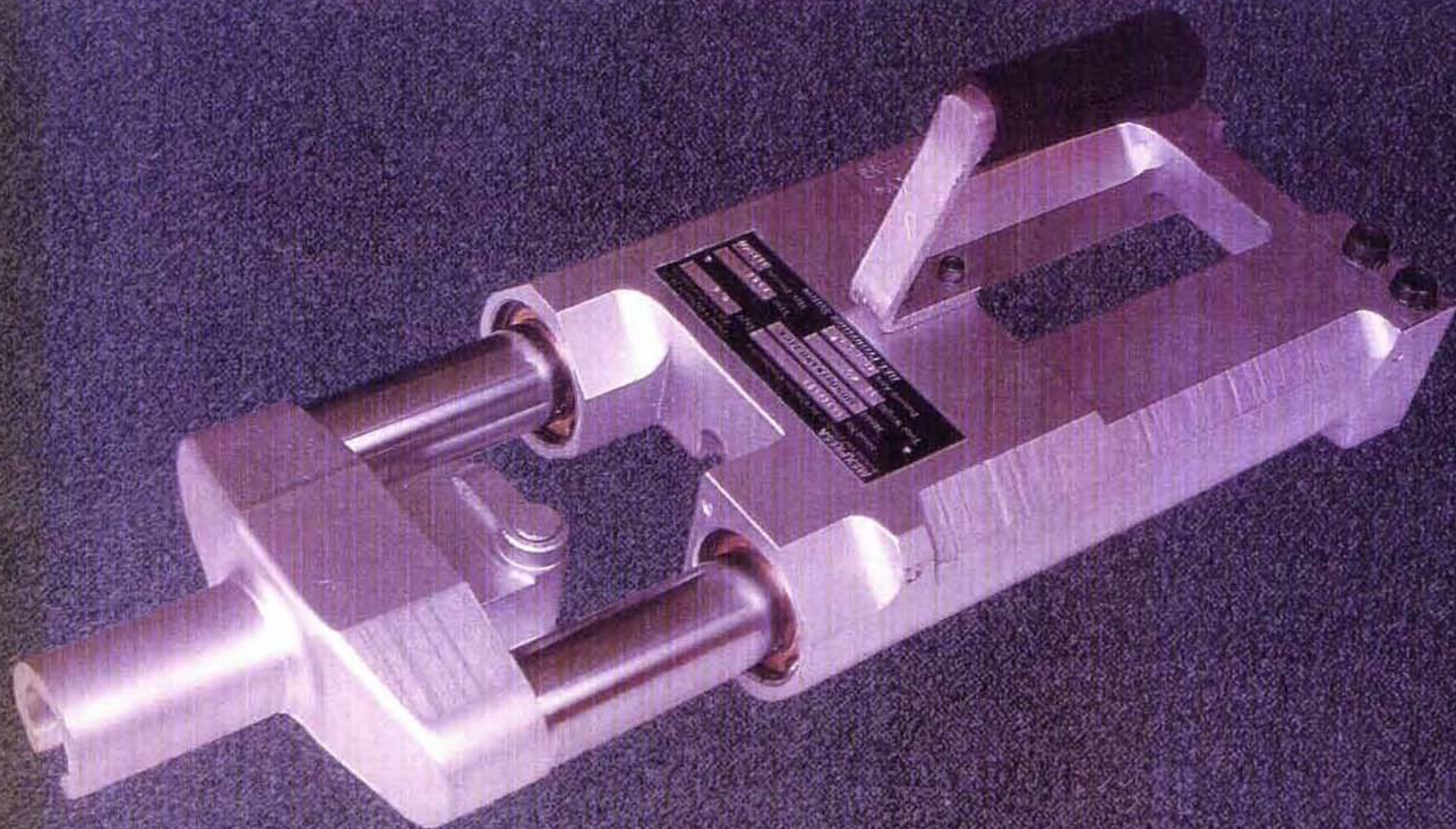


FIG. 2.41. G A T O
Postensión-Monotorón

Gato hidráulico para postensado de monotorones.

No	Piezas	Descripción
1.	1	Cuerpo.
2.	2	Pistón.
3.	2	Capuchón de pistón.
4.	1	Asiento de la abrazadera pistón.
5.	1	Abrazadera de pistón 0.6"
5.1	1	Abrazadera de pistón 0.5"
6.	1	Cabeza 0.6".
6.1	1	Cabeza 0.5"
7.	2	Cubierta de la mordazas.
8.	6	Tornillo allen de 1/4 NF x 3/4".
9.	1	Asa.
10.	1	Empuñadora.
11.	2	tornillo allen de 3/8" NPT.
12.	2	Juego de juntas.
13.	2	Buje.
14.	2	Buje.
15.	2	Juego de juntas.
16.	2	Grapas.
17.	4	Tornillo allen de 5/16" NF x 1"
18.	2	Pistón.
19.	2	Anillo.
20.	2	Resorte.
21.	2	Tornillo Allen de 1/4" Npt.
22.	1	Tornillo Allen de 1/4"
23.	1	Mordazas 0.6".
23.1	1	Mordazas 0.5".

La fig. 2.43 muestra en forma híbrida el gato conectado a la bomba hidráulica, para el caso de un gato de doble acción con acuíñamiento motriz, también se muestran los gatos de acción simple con acuíñamiento motriz y de acción simple con acuíñamiento de muelle o resorte.

Una operación típica de tensado, con el equipo de acuíñamiento motriz, se realiza de la siguiente forma:

El empujador de tensado se coloca sobre el torón y se apoya en contra del anclaje; después el torón se aprieta con las mordazas inferiores del gato, se enciende la bomba hidráulica que acciona el gato y se jala el torón hasta que la fuerza y elongación sean los especificados en el proyecto.

Antes de que se libere la presión hidráulica, el empujador ajusta automáticamente las cuñas de bloqueo contra la placa de anclaje, asegurando el torón para que no se deslice ni se pierda el preesfuerzo, y luego se retrae; si la carrera del gato no es suficiente para alcanzar la fuerza y elongación predeterminadas en una sola operación, se repite el procedimiento hasta lograrlo. El tiempo de tensado depende del diámetro y la longitud, pero el promedio es de aproximadamente 45 segundos por torón.

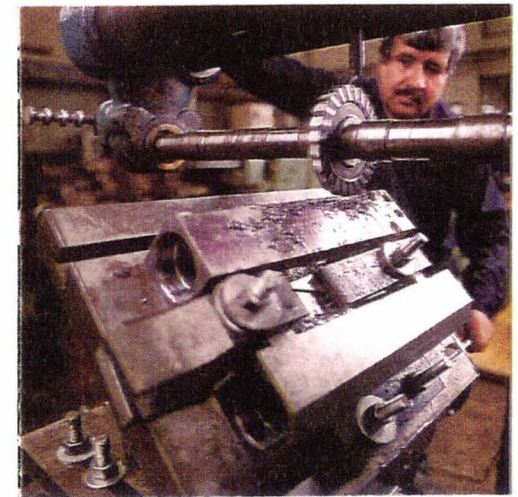
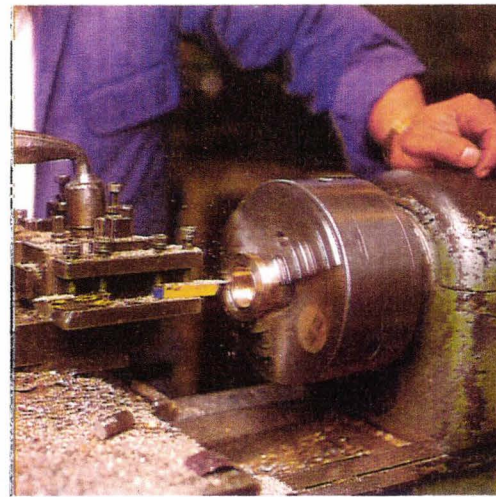
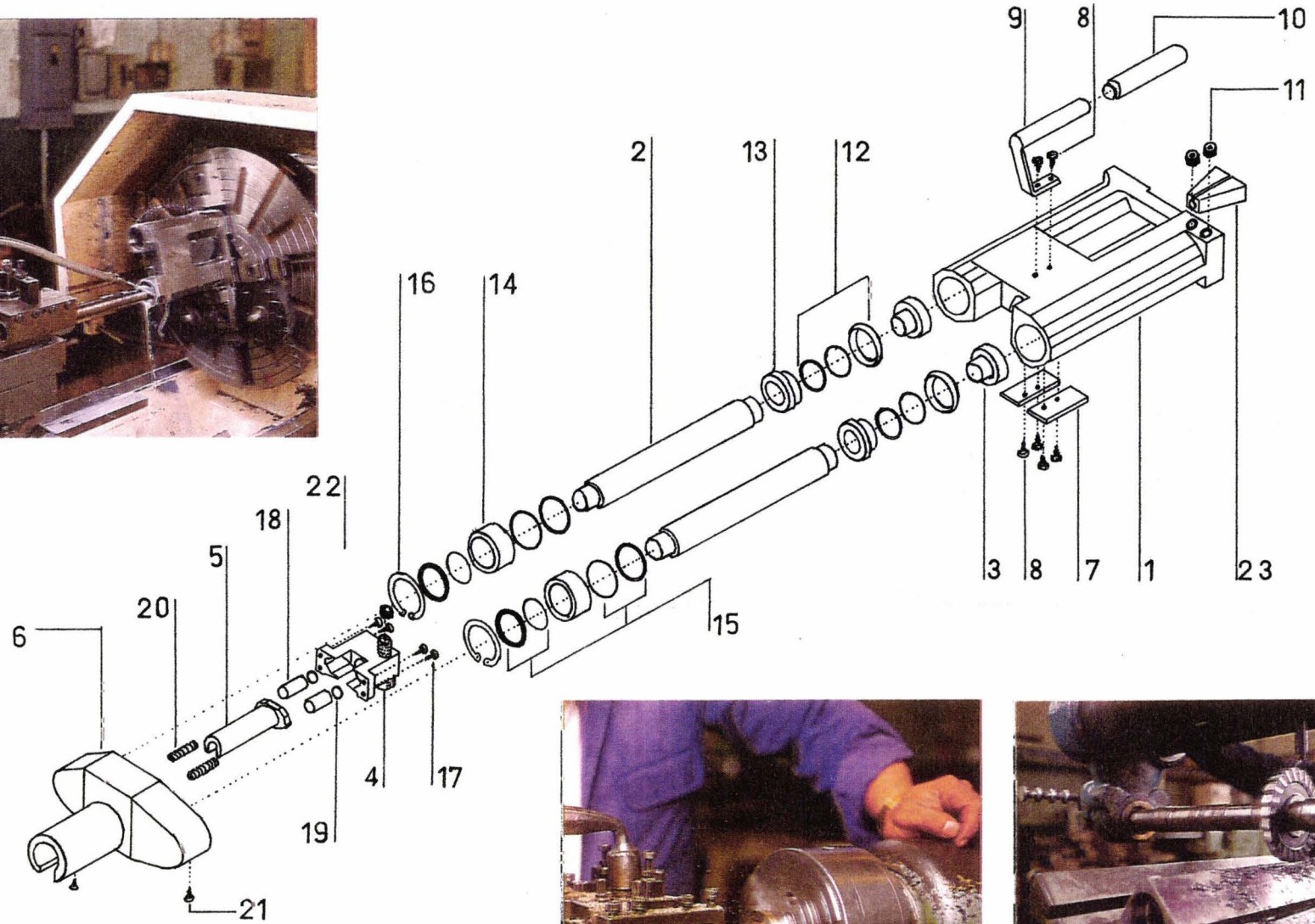


FIG. 2.42. G A T O
Postensión-Monotorón

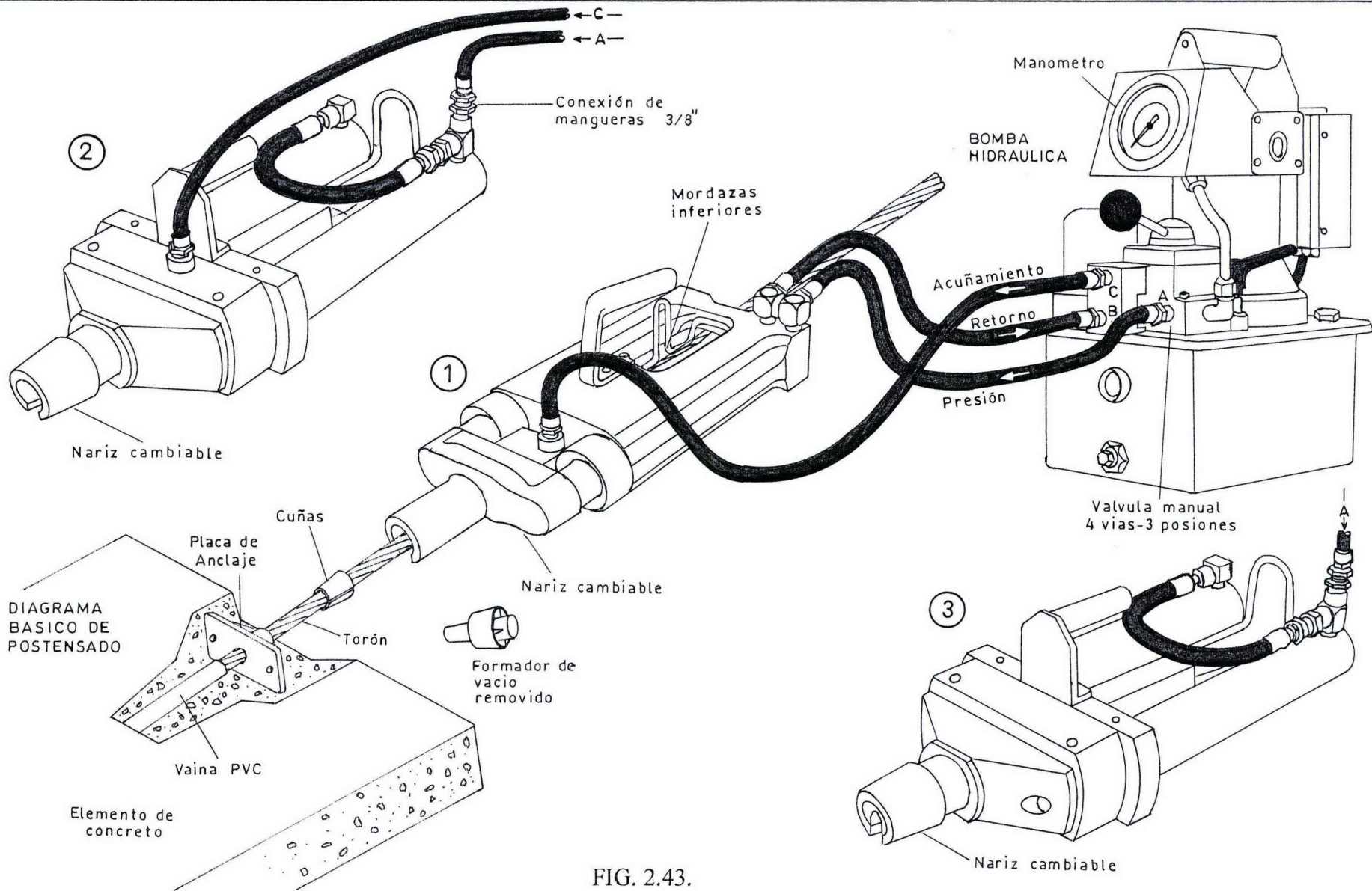


FIG. 2.43.

GATO: 1• DOBLE ACCION ACUÑAMIENTO MOTRIZ
 2• SIMPLE ACCION ACUÑAMIENTO MOTRIZ
 3• SIMPLE ACCION ACUÑAMIENTO DE MUELLE

Los tamaños compactos y el poco peso de los equipos permiten realizar las operaciones de tensado de los torones en cualquier ubicación y altura de una estructura en tiempos cortos y con personal limitado, aun en estructuras grandes donde se requiere recorrer distancia considerables dentro de la misma, permitiendo así que el uso del preesfuerzo postensado sea aplicable a cualquier elemento.

DESCRIPCION DEL PROYECTO.**3.1. Generalidades.****3.1.1. Nombre del Proyecto.****ESTACIONAMIENTO LAGO MURITZ.****3.1.2. Ubicación.**

Lago Alberto N° 366 Col. Anahuac, Delegación. Miguel Hidalgo, México D. F. (fig. 3.1.).

3.1.3. Antecedentes.

El conjunto TEL-CEL OFICINAS CORPORATIVAS Y REGION METROPOLITANA es una instalación para oficinas que se encuentra en una de las zonas con actividad industrial mediana de la Ciudad de México. La parcela comprende aproximadamente 33 840 m², de los cuales 22 254 m² están destinados a espacios para oficinas y equipos de cómputo, 2 815 m² a un estacionamiento de 3 niveles, 780 m² a un comedor y bodegas, 1 500 m² a una cisterna y a instalaciones de mantenimiento, y 6 491 m² a áreas verdes, andadores y estacionamiento (fig. 3.2. y fig. 3.3.).

Las obras del conjunto empezaron a mediados de 1998 teniendo una duración de 16 meses, hasta su ocupación e inicio de actividades en septiembre de 1999.

Las instalaciones de oficinas se construyeron en lo que antiguamente fue una planta industrial dedicada a la fabricación de neumáticos para vehículos automotores, de la cual la mayor parte de la estructura existente pudo ser aprovechada. El proyecto en general consistió en: desmantelamientos, rehabilitación y adaptación de las estructuras existentes (25,890 m²), y construcción de las nuevas instalaciones. Las estructuras anacrónicas, consistentes de techumbres (dispuestas en diente de sierra), con láminas acanaladas de asbesto, soportada por una estructura principal conformada de armaduras joist y triangulares de perfiles de acero LI y Ld, de 20.00 y 12.00 m de claro respectivamente y 2.30 m de peralte, apoyadas sobre columnas metálicas de 6.00 m de altura formadas por perfiles CE fue reforzada y renovada.

Toda la estructura metálica data de 1945, y su sistema de conexión es a base de remaches. Las láminas de asbesto fueron retiradas en su totalidad y se efectuó un proceso de limpieza de toda la estructura metálica. Dicha limpieza se realizó con el método de ráfaga de arena (Sand-Blast) el cual consiste en exponer la estructura a una corriente de arena sílica expulsada a alta presión por medio de un compresor de aire, y este proceso elimina el óxido y cualquier materia adherida al acero, resultando una superficie totalmente limpia, de apariencia gris-azulada típica del acero nuevo, listo para ser protegido y pintado.



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

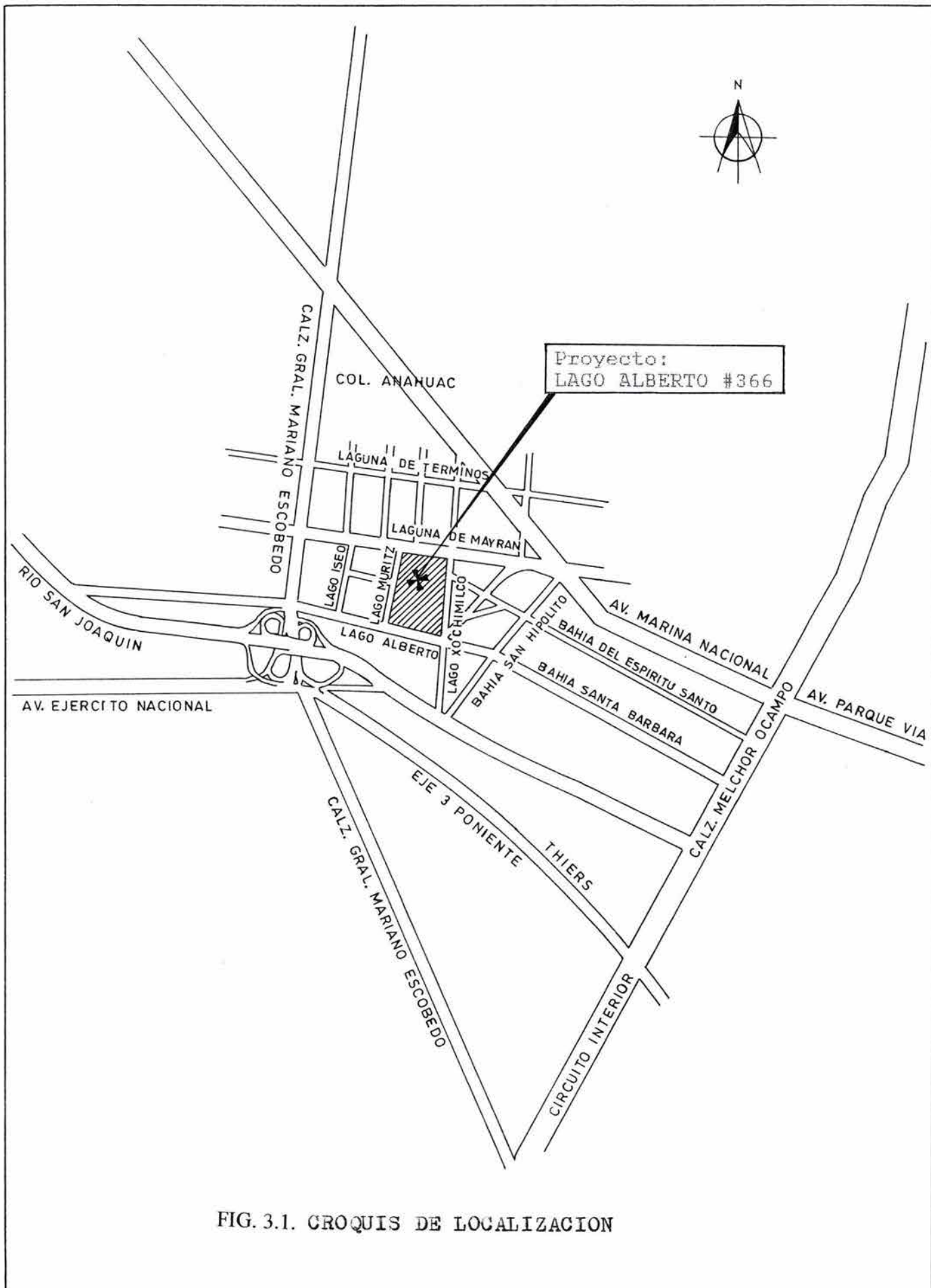
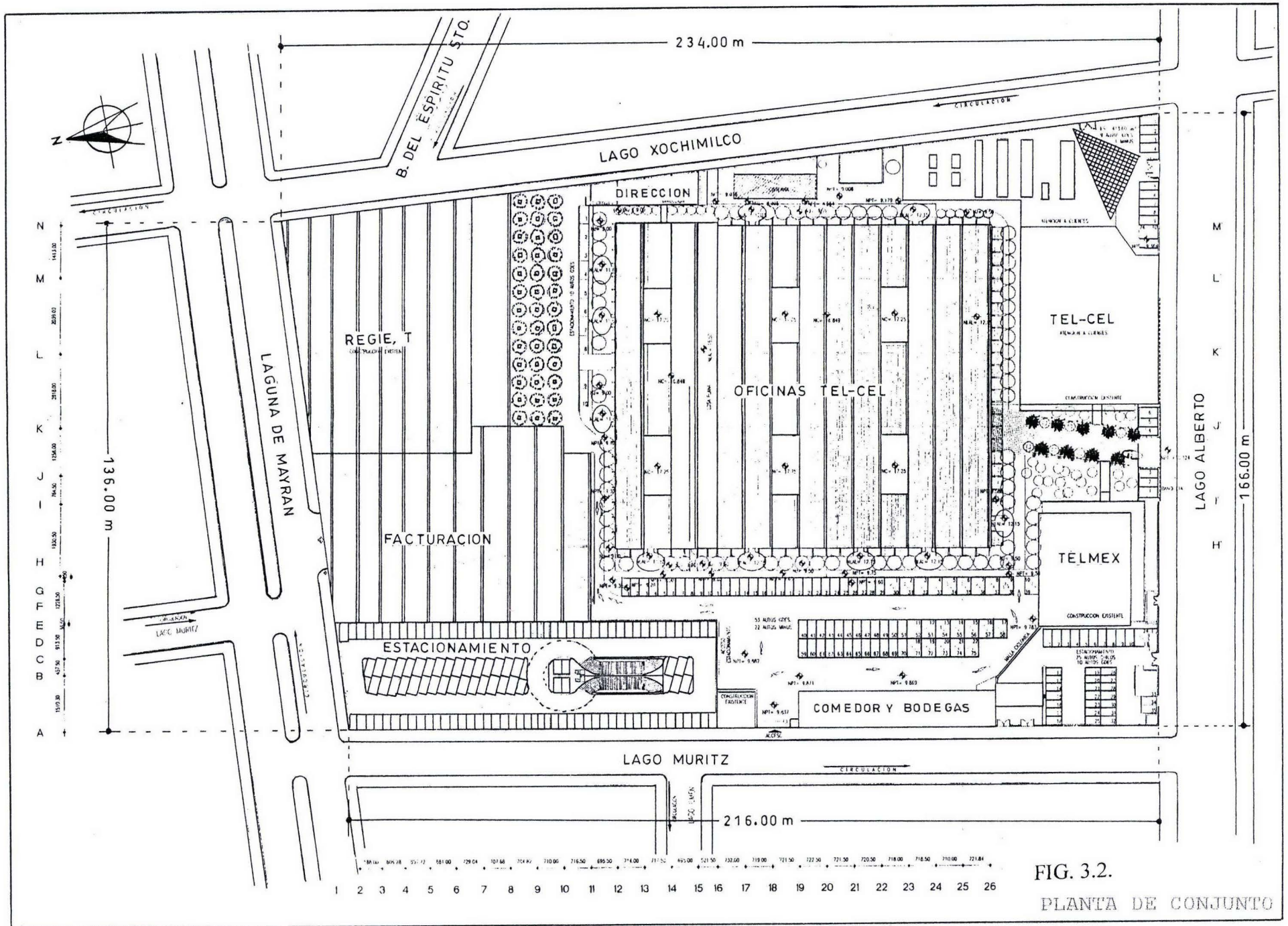
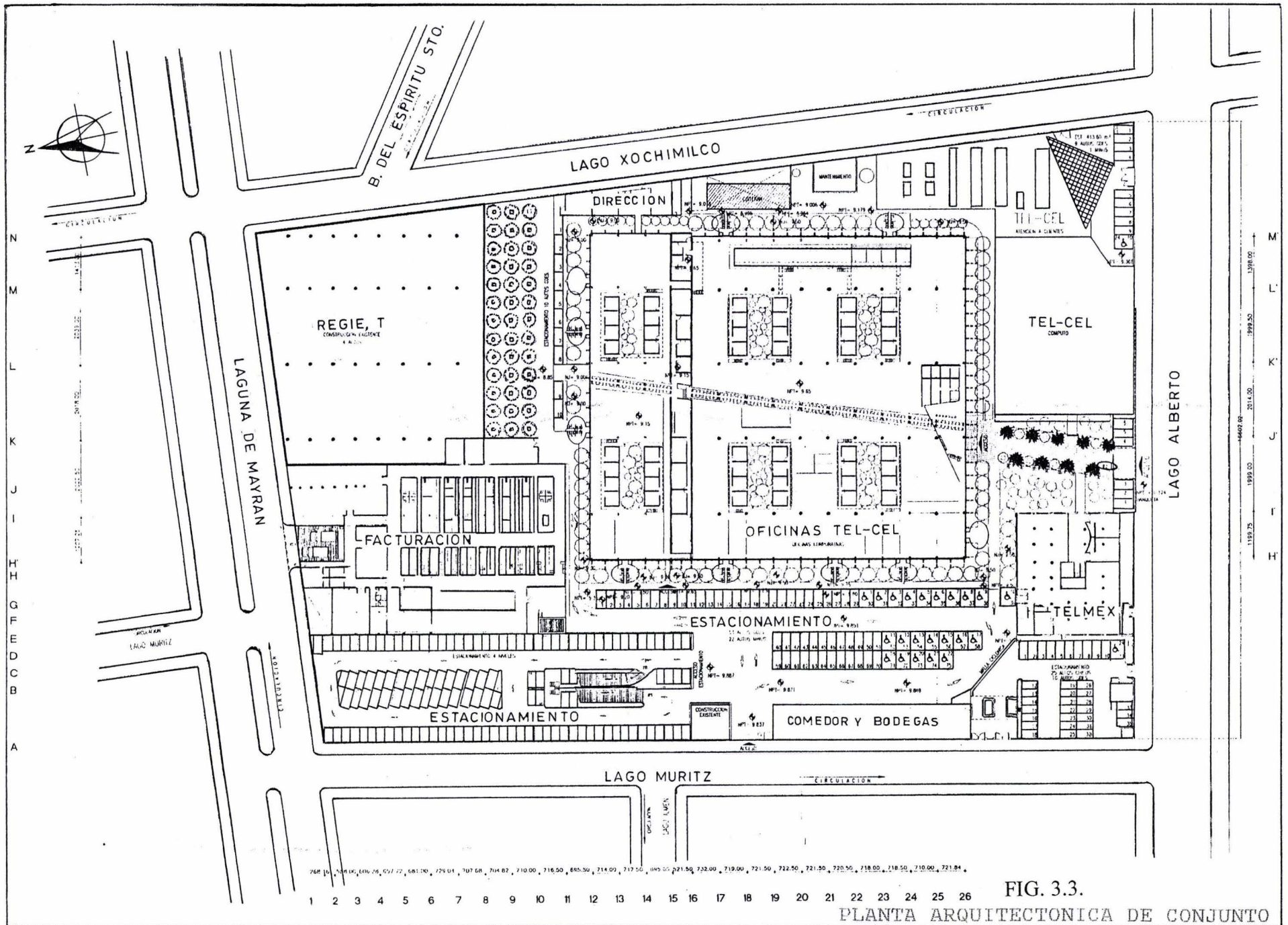


FIG. 3.1. CROQUIS DE LOCALIZACION





268 10 270 10 272 10 274 10 276 10 278 10 280 10 282 10 284 10 286 10 288 10 290 10 292 10 294 10 296 10 298 10 300 10 302 10 304 10 306 10 308 10 310 10 312 10 314 10 316 10 318 10 320 10 322 10 324 10 326 10 328 10 330 10 332 10 334 10 336 10 338 10 340 10 342 10 344 10 346 10 348 10 350 10 352 10 354 10 356 10 358 10 360 10 362 10 364 10 366 10 368 10 370 10 372 10 374 10 376 10 378 10 380 10 382 10 384 10 386 10 388 10 390 10 392 10 394 10 396 10 398 10 400 10 402 10 404 10 406 10 408 10 410 10 412 10 414 10 416 10 418 10 420 10 422 10 424 10 426 10 428 10 430 10 432 10 434 10 436 10 438 10 440 10 442 10 444 10 446 10 448 10 450 10 452 10 454 10 456 10 458 10 460 10 462 10 464 10 466 10 468 10 470 10 472 10 474 10 476 10 478 10 480 10 482 10 484 10 486 10 488 10 490 10 492 10 494 10 496 10 498 10 500 10 502 10 504 10 506 10 508 10 510 10 512 10 514 10 516 10 518 10 520 10 522 10 524 10 526 10 528 10 530 10 532 10 534 10 536 10 538 10 540 10 542 10 544 10 546 10 548 10 550 10 552 10 554 10 556 10 558 10 560 10 562 10 564 10 566 10 568 10 570 10 572 10 574 10 576 10 578 10 580 10 582 10 584 10 586 10 588 10 590 10 592 10 594 10 596 10 598 10 600 10 602 10 604 10 606 10 608 10 610 10 612 10 614 10 616 10 618 10 620 10 622 10 624 10 626 10 628 10 630 10 632 10 634 10 636 10 638 10 640 10 642 10 644 10 646 10 648 10 650 10 652 10 654 10 656 10 658 10 660 10 662 10 664 10 666 10 668 10 670 10 672 10 674 10 676 10 678 10 680 10 682 10 684 10 686 10 688 10 690 10 692 10 694 10 696 10 698 10 700 10 702 10 704 10 706 10 708 10 710 10 712 10 714 10 716 10 718 10 720 10 722 10 724 10 726 10 728 10 730 10 732 10 734 10 736 10 738 10 740 10 742 10 744 10 746 10 748 10 750 10 752 10 754 10 756 10 758 10 760 10 762 10 764 10 766 10 768 10 770 10 772 10 774 10 776 10 778 10 780 10 782 10 784 10 786 10 788 10 790 10 792 10 794 10 796 10 798 10 800 10 802 10 804 10 806 10 808 10 810 10 812 10 814 10 816 10 818 10 820 10 822 10 824 10 826 10 828 10 830 10 832 10 834 10 836 10 838 10 840 10 842 10 844 10 846 10 848 10 850 10 852 10 854 10 856 10 858 10 860 10 862 10 864 10 866 10 868 10 870 10 872 10 874 10 876 10 878 10 880 10 882 10 884 10 886 10 888 10 890 10 892 10 894 10 896 10 898 10 900 10 902 10 904 10 906 10 908 10 910 10 912 10 914 10 916 10 918 10 920 10 922 10 924 10 926 10 928 10 930 10 932 10 934 10 936 10 938 10 940 10 942 10 944 10 946 10 948 10 950 10 952 10 954 10 956 10 958 10 960 10 962 10 964 10 966 10 968 10 970 10 972 10 974 10 976 10 978 10 980 10 982 10 984 10 986 10 988 10 990 10 992 10 994 10 996 10 998 10 1000 10

FIG. 3.3.

PLANTA ARQUITECTONICA DE CONJUNTO

Las antiguas láminas de asbesto fueron reemplazadas por láminas de aluminio con alma de poliestireno (en sándwich) que ofrecen mayores ventajas, aunque a un costo inicial elevado.

Los varios trabajos complementarios, donde la coordinación de los contratistas fue primordial debido a que casi todas las actividades requerían efectuarse simultáneamente, consistieron de: obra civil, estructuras metálicas secundarias (tapancos para oficinas de directores), acabados, y la colocación de una amplia cantidad de instalaciones tales como el sistema contra incendio, hidráulica-sanitaria, telefonía, computo, sistema de aire acondicionado, etc.

EL proyecto arquitectónico fue bastante ambicioso, al transformar las instalaciones industriales en oficinas funcionales bajo un nuevo concepto.

Comúnmente, las edificaciones industriales son grises, en el sentido literal de la palabra, este nuevo concepto cambió dicho panorama con sus colores vistosos y sus sistemas innovadores. La consecuencia lógica de estos cambios es la búsqueda de un ambiente de trabajo agradable y confortable, en este caso para directivos. La conocida frase de Winston Churchill: "El hombre da forma al edificio, pero después, para bien o para mal, el edificio conforma la vida del hombre", ilustra el concepto arquitectónico pensado para el conjunto.

En general la mayor parte de las obras del conjunto se realizaron como adecuaciones de espacios, excepto dos edificios existentes (TELMEX y TEL-CEL adyacentes a la calle Lago Alberto) de 3 niveles constituidos por columnas, traveses y losas de concreto reforzado, que no tuvieron cambios, y solo el Estacionamiento de 3 Niveles y el Comedor fueron construcciones completamente nuevas.

3.2. Descripción del proyecto arquitectónico para el Estacionamiento Lago Muritz.

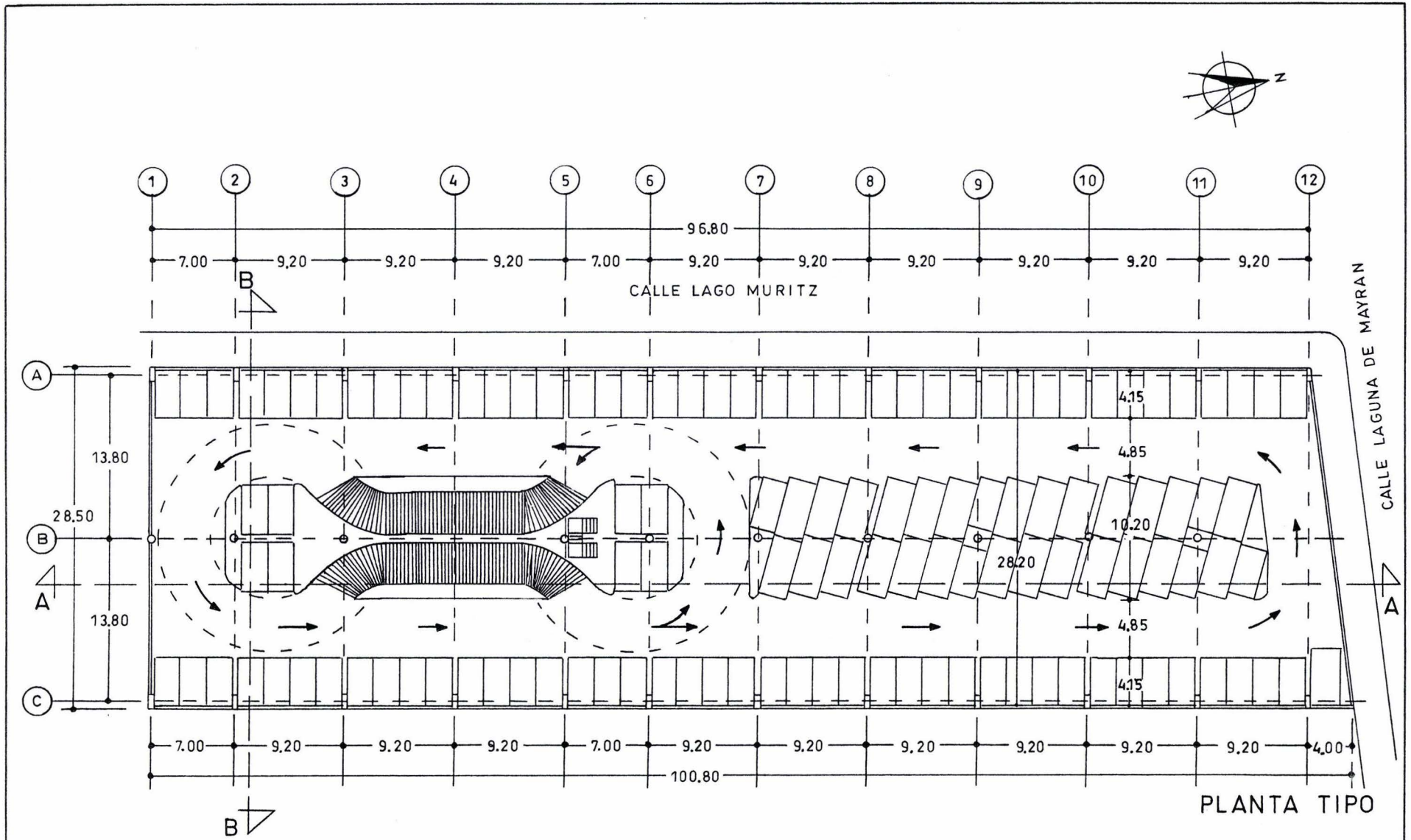
El Edificio de Estacionamiento, ubicado en la calle Lago Muritz esquina Laguna de Mayran (fig. 3.4.), consta de tres niveles y planta baja, y está destinado a cubrir las necesidades de espacio para 391 cajones para coches chicos y 117 cajones para grandes, sumando un total de 508 cajones. El área de estacionamiento tiene forma rectangular con su sentido largo dirigido hacia el norte, su ancho total es de 28.50 m y su longitud media es de 98.80 m, en planta cubre 2815 m² ofreciendo un total de 11 260 m² con todos sus niveles.

El proyecto arquitectónico para el estacionamiento contenía provisiones para el espacio interior y los acabados (la estructura se pensó de concreto), debido al uso final al que el edificio estará destinado es de vital importancia la amplitud entre apoyos intermedios.

La Planta Dimensional del Estacionamiento fue diseñada a partir de dos juegos de ejes ortogonales principales (fig. 3.4.), 12 ejes número (1 a 12) en dirección oriente-poniente, y 3 ejes letra (A, B, C) en dirección sur-norte.

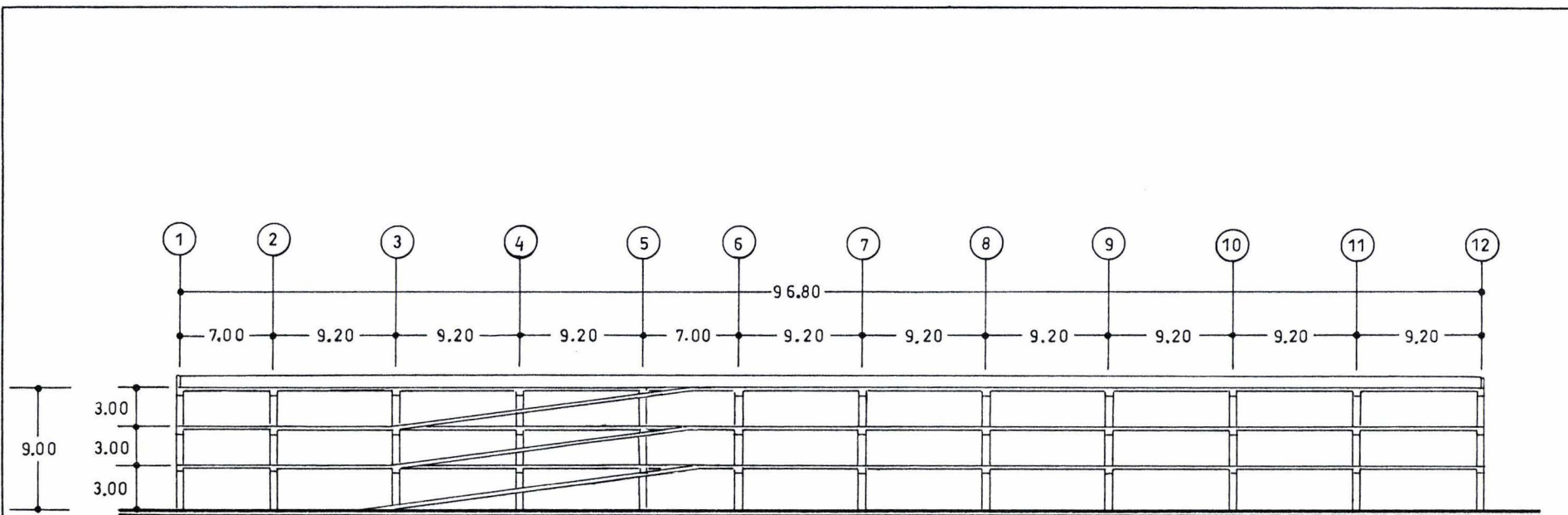
En el sentido sur-norte hay 9 entre-ejes de 9.20 m y dos entre-ejes de 7.00 m, y en el sentido oriente-poniente dos entre-ejes simétricos de 13.80 m. Los entrepisos tienen una altura de 3.00 m, de piso a piso. Las rampas que conectan los pisos se ubican al centro del ancho de la planta, entre los ejes 3 y 5 (fig. 3.5.).

Para el desplazamiento vertical, a pie, de los usuarios se cuenta con un cubo de escaleras ubicadas en la intersección de los ejes B y 5 en un área de 2.40 m por 3.30 m que se desplanta en la P.B. y se eleva hasta el nivel 3 (fig. 3.6.).

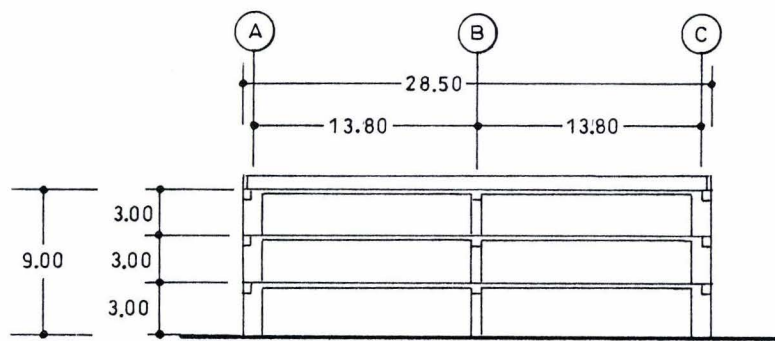


Acotaciones en: m

FIG. 3.4. ESTACIONAMIENTO LAGO MURITZ



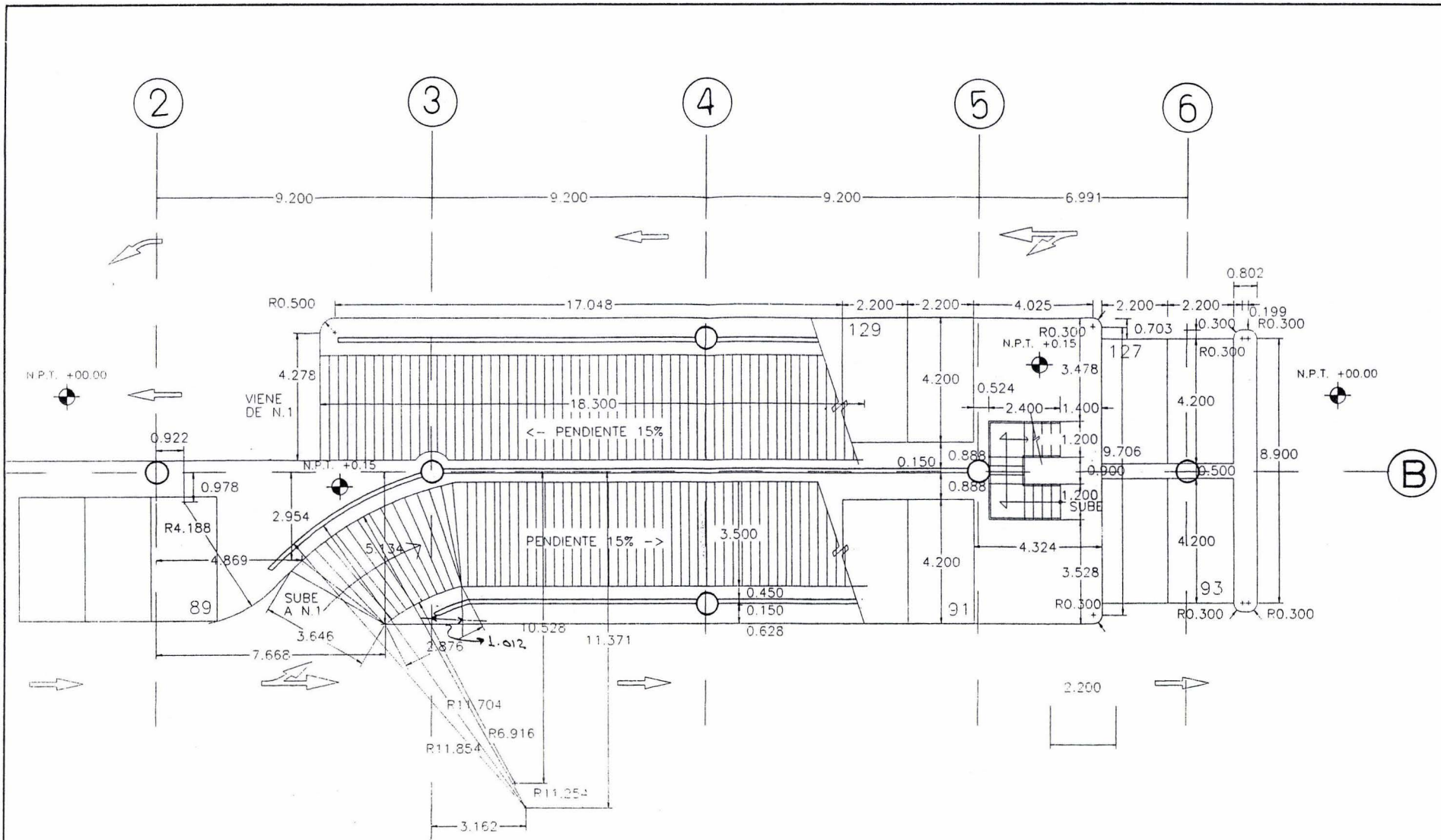
CORTE A-A



CORTE B-B

Acotaciones en: m

FIG. 3.5.



Acotaciones en: m

FIG. 3.6. PLANTA DE RAMPA NIV. P.B. A NIV. 1

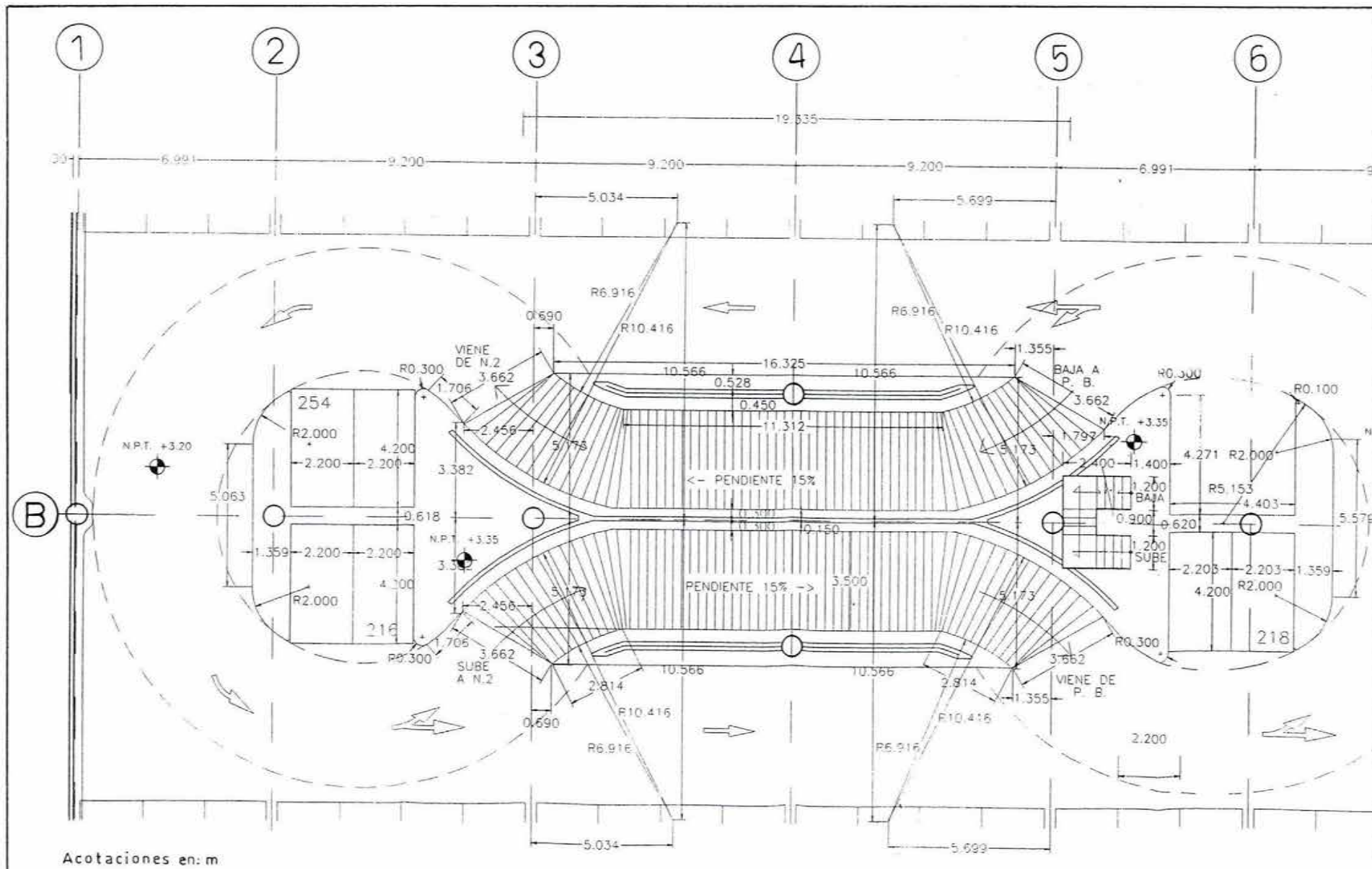


FIG. 3.7. PLANTA DE RAMPA NIV. 1 A NIV. 3

En el proyecto no se contempló el uso de recubrimientos adicionales sobre las losas de piso, solo los firmes que ayudan a formar la pendiente de diseño (15 %) y el grabado antiderrapante en las rampas que unen los pisos.

Estas rampas cuentan con tres muretes de concreto de 0.60 m de altura y 0.15 m de espesor a todo lo largo de ellas, uno colocado en cada borde extremo y el otro al centro, para dividir los sentidos de circulación de los vehículos (fig. 3.7.). También se usa un pretil de concreto a manera de barandal de 0.80 m de altura por 0.15 m de espesor en los lados largos del vano para las rampas (de 5.00 m a cada lado del eje 4) en los pisos 1 y 2, y en forma semiperimetral al vano de rampas en el nivel 3.

En todo el perímetro del edificio se indicó la colocación de muros de block hueco con una altura de 1.80 m en los niveles P.B., 1 y 2, y de 1.00 m de altura en el nivel 3. Sobre el block hueco se colocó un entramado de perfiles arquitectónicos de aluminio en los niveles P.B. a 2, cubriendo el espacio libre entre el muro de block y la estructura.

El proyecto especificaba el uso de columnas circulares en el interior del estacionamiento, a lo largo del eje B, y columnas rectangulares en los ejes A y C.

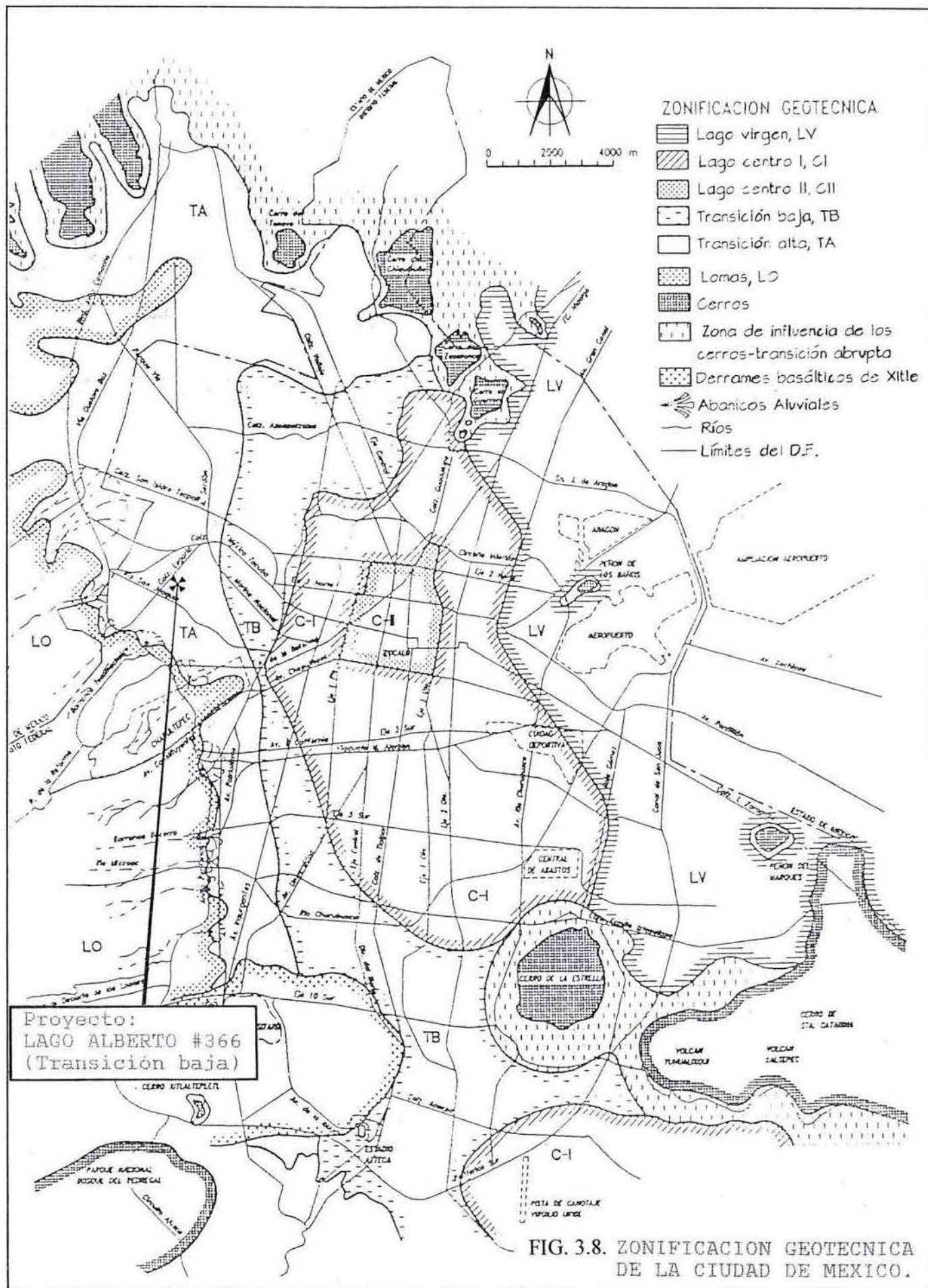
Evidentemente el proyecto del edificio también contenía provisiones para las instalaciones eléctricas y contra incendio, los sistemas para la extracción de humos y gases de combustión no fueron necesarios debido al entramado de los perfiles arquitectónicos de aluminio que permite que haya una adecuada circulación de aire en todos los niveles. En general las instalaciones no son abundantes y solo se cuenta con las necesarias para iluminación, de contra incendio, y de desagüe pluvial.

3.3. Zonificación y estratigrafía.

De acuerdo con la zonificación geotécnica del Valle de México (fig. 3.8.), el sitio en estudio se localiza en la denominada Zona de Transición Baja que es la transición vecina a la zona del lago; aquí se encuentra la serie arcillosa superior con intercalaciones de estratos limo arenosos de origen aluvial, que se depositaron durante las regresiones del antiguo lago.

La estratigrafía, dentro del predio en estudio, es la siguiente:

1. Costra superficial. De 0.00 a 5.00 m de profundidad, formada por materiales preconsolidados por secado solar, se divide en dos substratos: el superior, constituido por material de relleno de 1.00 m de espesor máximo y esta compuesto por padecería de tabique empacado en arena arcillosa y en empedrados antiguos; el substrato inferior esta formado por arcilla limosa y limo arenoso.
2. Serie arcillosa superior. De 5.00 m a 18.00 m, constituida por arcilla compresible con intercalaciones de pequeños estratos resistentes de arcilla arenosa y limo arenoso.
3. Capa dura. A partir de 18.00, formada por arena y limo arenoso.



Nivel freático.

El nivel de aguas freáticas se localiza a 1.95 m de profundidad.

Para el suelo de la serie arcillosa la cohesión y peso volumétrico son:

- Cohesión, $c = 4.50 \text{ ton/m}^2$.
- $\phi = 26^\circ$
- Peso volumétrico, $\gamma = 1.50 \text{ ton/m}^3$.

Capacidad de carga del terreno.

La capacidad de carga admisible en el terreno donde se desplantará la cimentación del estacionamiento se cálculo aplicando la siguiente expresión:

$$q_a = q_u / FS$$

$$q_u = c N_c + \gamma D_f N_q + 0.5 \gamma N_\gamma$$

Donde:

q_a = capacidad de carga admisible (Ton/m^2).

q_u = capacidad de carga ultima.

c = cohesión del suelo de sustentación, 4.50 ton/m^2 .

N_c = factor de capacidad de carga, 5.92.

γ = peso volumétrico del suelo ubicado arriba del desplante, 1.5 ton/m^3 .

D_f = profundidad de desplante, 1.50 m.

N_q = factor de capacidad de carga, 2.92.

N_γ = factor de capacidad de carga, 3.79.

FS = factor de seguridad = 3.

Sustituyendo valores, se llega a una capacidad de carga admisible de 12.00 ton/m^2 .

Coefficiente sísmico.

De acuerdo con la zonificación del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal para la Zona II el coeficiente sísmico tiene un valor de:

$$c = 0.32.$$

3.4. Proyecto estructural para el Estacionamiento Lago Muritz.

El desarrollo del proyecto estructural del edificio de estacionamiento Lago Muritz toma en cuenta todas las características arquitectónicas. Los factores que intervinieron en la determinación del tipo de estructura para el edificio, fueron el amplio espacio requerido por el proyecto y los tiempos reducidos para su construcción. Los claros grandes entre los apoyos definieron el uso de preesfuerzo en los elementos estructurales horizontales de concreto, por medio de monotorones no adheridos con trazas parabólicas para controlar las deflexiones, brindando así una solución ventajosa.

Para el sistema de piso se eligió una configuración de losas de concreto reforzado, aligeradas a base de nervaduras postensadas en una sola dirección con una separación aproximada de 80.00 cm a ejes entre ellas. Las losas trabajan en la dirección larga del edificio, franqueando los claros de 9.20 y 7.00 m de entre-ejes. Las rampas que unen los pisos son del mismo peralte que las losas de piso, pero su modulación contiene espacios entre nervaduras de 71 cm, a ejes, debido a la mayor carga muerta esperada.

El peralte de las losas quedo definido para una relación claro-peralte igual a 36. Considerando los claros de 9.20 m se obtuvo $h = 25$ cm.

Para formar las nervaduras de la losa se prevé el uso de poliestireno no removible como cimbra muerta, pero los requerimientos arquitectónicos indicaron proporcionar un acabado uniforme en el lecho inferior de las losas, para este fin el procedimiento de construcción contempla colocar una capa de concreto en la cara inferior de las losas, antes de colocar el poliestireno. Este detalle se considera al determinar el peso de la losa y en el análisis.

Para el sistema estructural de soporte la solución adoptada fue un conjunto de marcos en tres dimensiones, con columnas y traveses sísmicos de concreto reforzado.

En vista de la forma en que trabajan las losas, el total de las cargas verticales de servicio que actúan sobre ellas son transferidas a las columnas por medio de las traveses paralelas al lado corto del edificio, cuyo claro es de 13.80 m, a ejes. Todas estas traveses, en el interior del edificio (del eje 2 al eje 11), serán preesforzadas con el fin de eliminarles muchos de los efectos que les causarían las cargas gravitacionales de servicio, entre ellas las deflexiones (fig. 3.9.).

El uso de preesfuerzo en estas traveses considera además que en general las solicitaciones por cargas gravitacionales máximas serán de mayor importancia que la combinación de las cargas gravitacionales instantáneas y los efectos sísmicos, es decir que en estas traveses el signo de los momentos flexionantes no logrará ser invertido por las fuerzas horizontales, y en el diseño regirá el primer estado de carga.

Por el contrario, las traveses de los ejes 1, 12 y 13 por ser de borde no serán preesforzadas, debido a que tendrán cargas gravitacionales menores y también por que los efectos de las fuerzas horizontales en este caso serán mayores y provocarán desventajas por la probabilidad de que los momentos flexionantes se inviertan de signo.

La resistencia a cargas sísmicas será suministrada por los marcos en el sentido corto del edificio cuando las acciones sean paralelas a este, por lo que las traveses de los marcos en el sentido largo sólo estarán trabajando con su peso propio y algunas pequeñas cargas muertas sobrepuestas y con las acciones de las fuerzas horizontales cuando estas actúen en ese sentido.

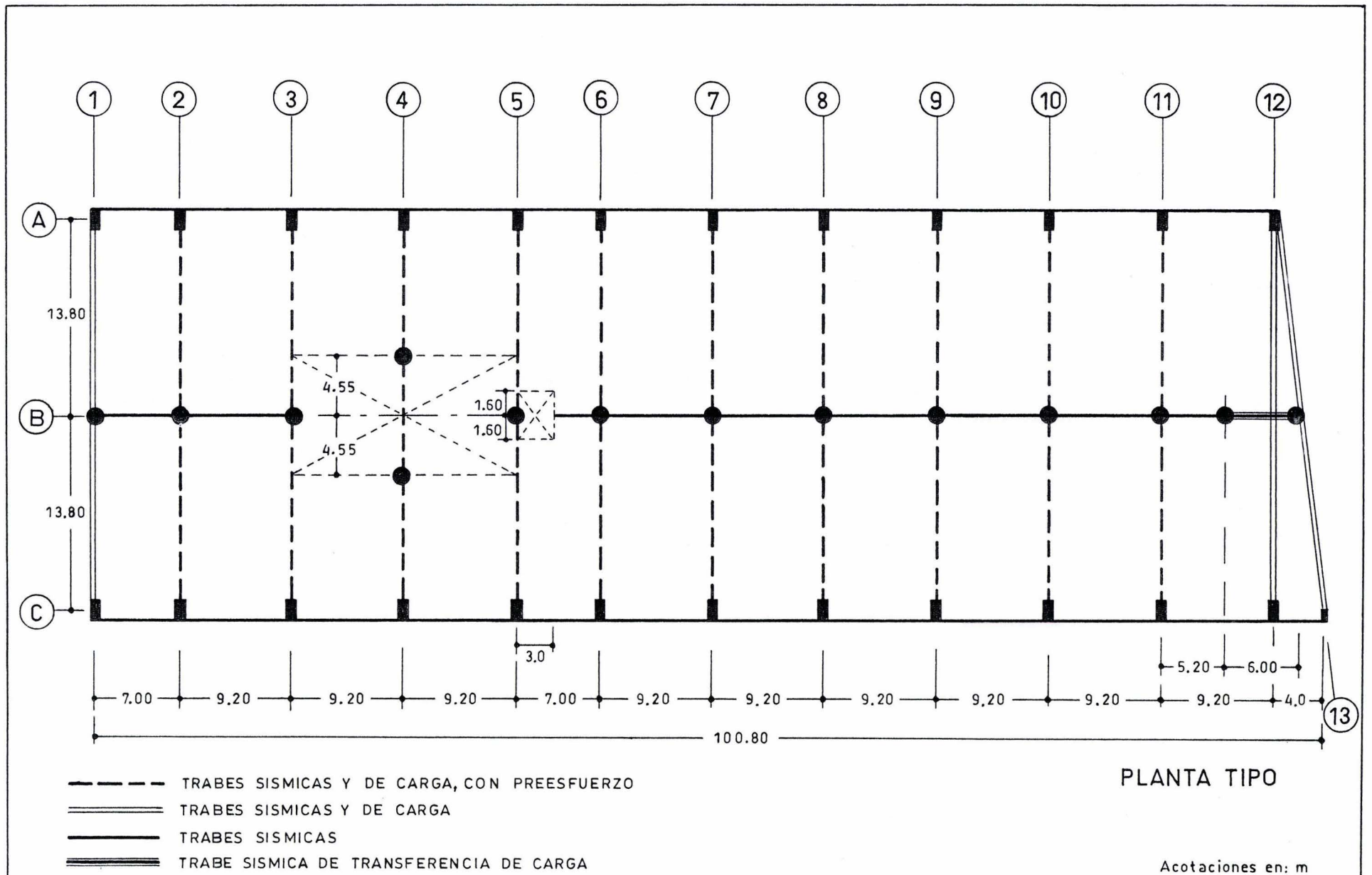


FIG. 3.9. SISTEMA ESTRUCTURAL PARA EL ESTACIONAMIENTO

Debido a los requerimientos del proyecto arquitectónico, por funcionalidad de circulación para los vehículos, la columna central del marco sobre el eje 12 tuvo que reubicarse, quedando ésta sobre el eje B entre el eje 11 y el eje 12 proporcionando el espacio requerido en la intersección de los ejes B y 12. De esta forma la columna queda a 5.20 m del eje 11, y la porción de trabe sobre el eje B, entre la columna desfasada y el eje 13, no solo estará trabajando para resistir las solicitaciones sísmicas, sino, también como trabe de transferencia de carga al servir como apoyo central de las trabes del eje 12. Para compensar la falta de la columna, que ya no estará trabajando con el marco del eje 12, se idea agregar un muro de cortante sobre el eje 13, únicamente en la planta baja, para aumentar la rigidez horizontal en esa zona del edificio.

La presencia de las rampas al centro del edificio determino que el marco sobre el eje B se dividiera, para su análisis, en dos partes.

El marco B1, comprende las columnas y trabes entre los ejes 1 y 3, y el marco B2 se considera desde el eje 5 hasta el eje 13. Las losas de rampas que unen los pisos no se consideran dentro del sistema sismorresistente y solo funcionarán como diafragmas para distribuir las fuerzas horizontales de inercia entre los subsistemas resistentes verticales, igual que las losas del sistema de piso.

Para el análisis inicial fue necesario proponer la dimensión de los elementos estructurales. La dimensión de las columnas se propuso de 90 x 40 cm sobre los ejes A y C, y de un diámetro igual a 75 cm sobre el eje B. El lado largo de las columnas rectangulares es perpendicular al lado largo del edificio, lo cual permite brindar mayor resistencia a flexión en el plano de los marcos que soportan el total de las cargas gravitacionales. La columna en la intersección de los ejes C y 13 se propuso de dimensiones menores (50 x 30 cm), en virtud de la poca carga a soportar.

Las trabes de carga en el plano de los marcos sobre los ejes 2 a 11 se propusieron de sección transversal T con una relación claro/peralte igual a 20 obteniéndose una altura total de 70 cm (1380/20). La base del alma de la sección T es de 50 cm, y el ancho y espesor del patín, respectivamente, son 100 y 25 cm. La altura del patín quedo definida por el peralte de las losas, logrando tener una trabe de solo 45 cm de peralte por debajo de la losa. El ancho del patín esta destinado a proporcionar un apoyo más amplio que permita una longitud de transición mayor a los torones del tendón de preesfuerzo de la losa, y también para ser capaz de soportar mayores compresiones externas provenientes del preesfuerzo.

Las trabes de los ejes 1 y 12 son de sección L, con las mismas dimensiones que las anteriores. Y las trabes sobre el eje 13 serán de la misma sección que las trabes a lo largo de los ejes A y C (70 x 25 cm) debido a que solo estarán resistiendo, además de su peso propio, una pequeña carga muerta proveniente de los muros perimetrales, y los efectos sísmicos. Las trabes sobre el eje B, teniendo en cuenta una sollicitación sísmica mayor, serán de 70 x 40 cm, y el tramo en que trabajan como trabe de transferencia de carga tendrá la misma sección debido a que su claro no es muy largo (6.00 m).

Para el análisis se considera todas las dimensiones de las secciones propuestas al determinar las fuerzas y momentos flexionantes para diseño, así como los desplazamientos elásticos debidos a cargas sísmicas.

Por otra parte, el cubo de escaleras se desplanta en su propia cimentación, por lo que no transfiere ninguna carga vertical al sistema estructural del edificio. Sus elementos estructurales

serán muros de block hueco con castillos y cadenas de concreto reforzado, que soportarán las rampas de concreto armado para las escaleras. Este cubo se considera de manera independiente y no se incluye en el análisis de la estructura del estacionamiento.

El sistema estructural para la cimentación del estacionamiento, inicialmente propuesta de contratrabes de rigidez con zapatas corridas, se define después de haber realizado el análisis de la superestructura con base en los datos proporcionados por la zonificación y estratigrafía y el estudio de mecánica de suelos.

ANALISIS ESTRUCTURAL.**4.1. Objetivo.**

Este estudio trata básicamente del sistema de preesfuerzo postensado y sus efectos en un sistema estructural. Se describe el criterio adoptado para la determinación de las fuerzas de preesfuerzo en los elementos estructurales, así como los métodos utilizados para la combinación de las cargas y de los varios efectos que intervienen en el análisis estructural para el diseño del edificio de **Estacionamiento Lago Muritz**. Muchos de los enfoques y procedimientos de análisis utilizados son los mismos que se emplean en la mayoría de las estructuras que se diseñan comúnmente, pero el singular interés que en este caso se tiene es la presencia y beneficios del preesfuerzo postensado aplicado en los elementos horizontales sometidos a flexión y cortante, construidos monolíticamente, con el objetivo fundamental de mejorar su comportamiento y su desempeño dentro de las condiciones cotidianas de servicio.

4.2. Alcance.

El estudio está destinado a un enfoque específico, donde se exponen los criterios principales que se emplearon en el diseño de la estructura del edificio de **Estacionamiento Lago Muritz** y no incluye el análisis refinado de los efectos del acortamiento elástico sobre la estructura ni el análisis a detalle de muchos de los elementos estructurales, debido a que los primeros son efectos que muchas de las veces no son de gran relevancia y no representan afectaciones críticas, y en segundo lugar en el análisis y diseño intervienen métodos y criterios que son ya conocidos y sólo se hará mención de ellos y de las consideraciones para su aplicación; se reduda principalmente en los efectos del preesfuerzo.

Actualmente existen diversos programas de cómputo que permiten analizar un sin número de sistemas estructurales de una manera más sencilla y determinar las dimensiones de los elementos estructurales, si se trata de secciones de acero o el armado para miembros de concreto, de una manera más apegada a la realidad, sin embargo en este capítulo se utilizará un procedimiento simplificado, considerando vigas y marcos planos analizados mediante el método de las rigideces implementado en una formulación matricial.

Mucho del trabajo numérico y matemático de los métodos de análisis empleados en la solución de las estructuras idealizadas para determinar los efectos que las cargas y fuerzas internas y externas producen en la estructura no se presentan de modo detallado y en algunos casos sólo se hace mención de ellos debido a que se trata de demasiada información y se complicaría y dificultaría el manejo de los conceptos y propósito principal de este estudio.

Los valores de las fuerzas cortantes, momentos flexionantes y fuerzas axiales, en las secciones críticas de los elementos estructurales, se obtendrán utilizando un programa para microcomputadoras llamado Programa de Análisis Estructural Matricial (PAEM), (bibliografía 4). Por la virtud intrínseca del programa este funciona como una caja negra que



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

requiere datos de entrada (área transversal, momento de inercia, módulo elástico, ubicación con coordenadas de todos los nodos, tipo de apoyos, y sistema de carga y su intensidad) y mediante un proceso interno de solución matricial arroja como resultado los desplazamientos nodales, las reacciones de apoyo, y las fuerzas y momentos en los extremos de los elementos y apoyos. Las corridas del programa con los diferentes datos de entrada y sus resultados de salida, para las vigas continuas y marcos planos que se consideran para el análisis del sistema estructural, no se incluyen en el contenido de este capítulo por que resultan en un exceso de información numérica que no ayudaría al propósito de este estudio, sin embargo son parte del análisis estructural generar y pueden estimarse fácilmente.

En el análisis de los elementos y sistemas estructurales que se realiza con este método se supone un comportamiento lineal correspondiente a una relación lineal entre esfuerzo y deformación. El procedimiento a seguir en el análisis estructural proporcionará resultados con precisión limitada, pero dentro del lado de la seguridad, sin embargo permitirá visualizar los efectos que la aplicación del preesfuerzo causa en la estructura junto con la combinación de las cargas externas.

4.3. Generalidades y Estructuración.

El edificio de estacionamiento constará de tres niveles y planta baja, en los cuales se tendrán 391 cajones para coches chicos y 117 cajones para grandes, sumando un total de 508 cajones.

El sistema de piso está constituido por losas de concreto reforzado de 25 cm de peralte total, aligerada a base de nervaduras postensadas en una sola dirección con una separación aproximada de 80 cm a ejes entre ellas.

El sistema vertical de soporte está formado por columnas y trabes sísmicas de concreto reforzado.

Tanto en las nervaduras como en las trabes se utilizará monotorones no adheridos, con trazas parabólicas para controlar las deflexiones por medio de la aplicación de fuerzas de preesfuerzo.

4.4. Reglamento y normas.

El análisis de la estructura del edificio de estacionamiento se realiza de acuerdo con las previsiones de los siguientes documentos:

- a. Reglamento de Construcciones para el D. F., 1993 (RCDF-93)
 - Grupo de edificación: B
 - Zona: II (Transición).
- b. Normas Técnicas Complementarias Para Diseño Por Sismo, 1993.

- c. Recomendaciones para elementos de concreto preesforzado con tendones no adheridos. Reportado por el ACI, Comité 423 (1996).

4.5. Cargas de diseño.

En el análisis estructural del edificio se consideran las siguientes cargas actuando sobre los elementos estructurales.

4.5.1. Carga muerta.

Concreto reforzado: $2\,400\text{ kg/m}^3$. (el peso propio se determina para las secciones propuestas)

Block hueco: 180 kg/m^2 .

Carga sobrepuesta: 15 kg/m^2 (en los pisos).

R.C.D.F.: 40 kg/m^2 .

4.5.2. Carga viva.

Máxima: 250 kg/m^2 , para diseño estructural por fuerzas gravitacionales.

Instantánea: 100 kg/m^2 , para diseño sísmico.

Media: 40 kg/m^2 , para cálculo de deflexiones diferidas.

4.5.3. Factores de carga.

Para combinaciones de cargas permanentes y variables:

$$FC = 1.40.$$

Para combinación de cargas gravitacionales más el preesfuerzo:

$$1.4 (w_o + w_m + w_v.\text{máx.}) + 1.0 (w_{bal.})$$

Para combinaciones de cargas permanentes, variables y sismo:

$$1.1 (w_o + w_m + w_v.\text{inst.}) + 1.0 (w_{bal.})$$

donde:

w_o = carga del peso propio de los elementos estructurales.

W_m = cargas muertas superpuestas.

$W_{v.máx.}$ = carga viva máxima.

$W_{v.inst.}$ = carga viva instantánea.

$W_{bal.}$ = carga reactiva producida por el preesfuerzo.

4.6. Materiales.

4.6.1. Concreto.

En elementos estructurales:

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2 \text{ (case 1).}$$

$$E_c = 14\,000 (f'c)^{1/2} = 221\,359 \text{ kg/cm}^2.$$

4.6.2. Acero de refuerzo.

$$f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (grado duro).}$$

$$E_s = 2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

4.6.3. Acero de preesfuerzo.

Monotorones para postensado sin adherencia grado 270 K (baja relajación).

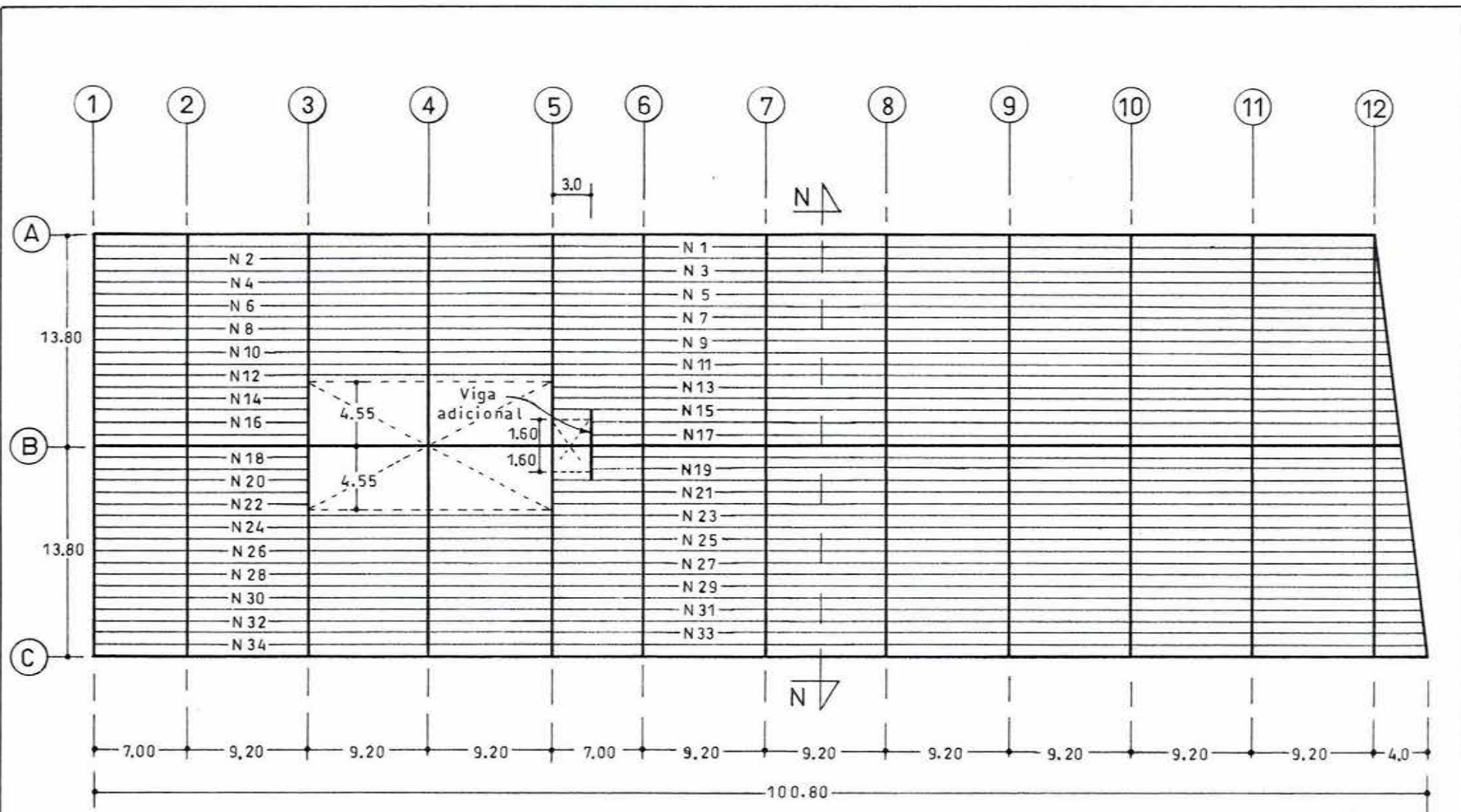
$$f_{pu} = 18\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

$$E_p = 1\,970\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

4.7. Análisis del sistema de piso.

4.7.1. Consideraciones para el análisis.

Las losas para el sistema de pisos del estacionamiento son típicas y se repite el mismo sistema en todos los niveles (3 losas) por lo que sólo es necesario el estudio de una losa. Debido a la distancia entre los ejes A y B y B y C, de 13.80 m, la modulación para las nervaduras de la losa en una dirección se considera a un espaciamiento entre ellas de 80 cm logrando un ajuste aceptable, en cada entre-eje de 13.80 m se ajustan 17 nervaduras, siendo un total de 34 de ellas en el ancho total del edificio. Por facilidad se numeran en forma continua (1 a 34) a partir del eje A (figura 4.1).



LOSA POSTENSADA EN UNA DIRECCION (PLANTA TIPO)

Acotaciones en: m

FIG. 4.1. DISTRIBUCION DE NERVADURAS

La dimensión de las nervaduras es de 20 x 25 cm que incluye una capa superior de compresión de 7 cm en toda la losa, en la figura 4.2 se muestran las dimensiones de la sección así como las características geométricas para el análisis.

Como el sistema de piso trabajará en una sola dirección, para simplificar el análisis, la losa se idealiza como un conjunto de vigas continuas (figura 4.3), que son las nervaduras. Por lo que las cargas uniformemente repartidas por unidad de área se convierten en cargas uniformemente repartidas por unidad de longitud, considerando para ello un ancho unitario de 80 cm correspondiente al de una nervadura.

De la nervadura 1 a la nervadura 12 se considera un tipo de viga continua (**Viga 1**) con 9 claros de 9.20 m y 2 claros de 7.00 m.

De la nervadura 13 a la nervadura 22 la losa se interrumpe por la abertura para las rampas que conectan los pisos, por lo que del eje 1 al eje 3 se considera una viga independiente (**Viga 2**) que tiene un claro de 7.00 m y otro de 9.20 m. La **Viga 3** representa las nervaduras 13 a 15 y 20 a 22 que son la continuación de la Viga 2 a partir del eje 5, con un claro de 7.00 m, 6 claros de 9.20 m y un claro que varía aproximadamente de 1.40 a 2.55 m pero que se considera de 1.90 m.

La **Viga 4** que corresponde a las nervaduras 16 a 19 se interrumpe en el claro de 7.00 m entre los ejes 5 y 6 debido al cubo de escaleras, teniendo un claro de 4.00 m, 6 claros de 9.20 m y un claro de 2.00 m. El apoyo 1 de la Viga 4 será una viga adicional que transfiere las cargas de estas nervaduras a las nervaduras 15 y 20 y a la trabe del eje B, entre los ejes 5 y 6.

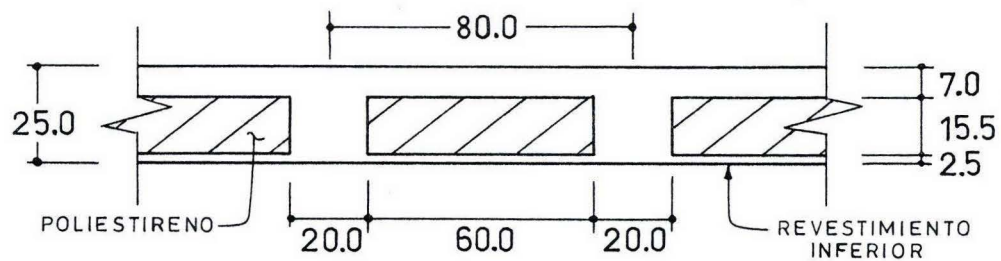
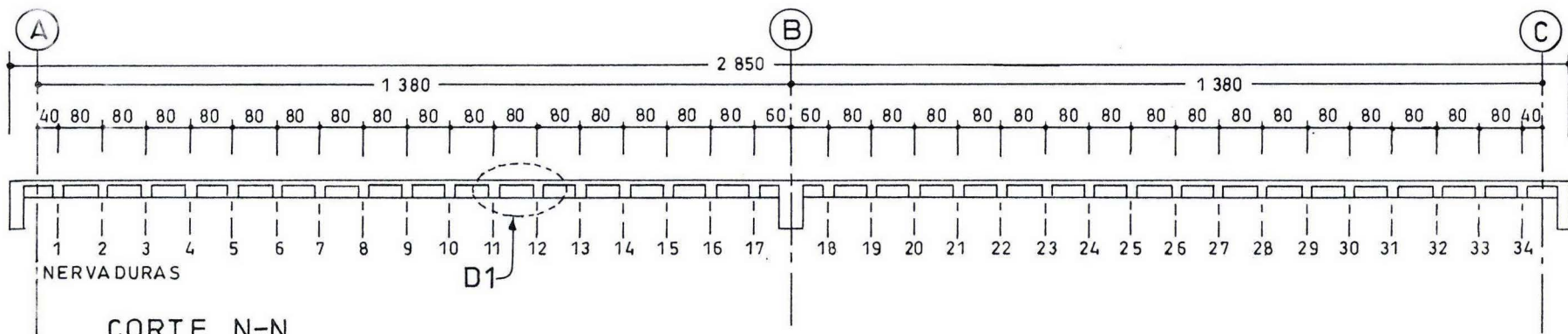
Por último la **Viga 5** considera al resto de la losa, de la nervadura 23 a la nervadura 34, con 9 claros de 9.20 m, 2 claros de 7.00 m y un claro de 4.00 m.

En todas las vigas se considera que los apoyos interiores son articulados, y los apoyos extremos se consideran empotrados (figura 4.3), transfiriendo los momentos a las trabes de los extremos del edificio que estarán restringidas en giro por la misma losa.

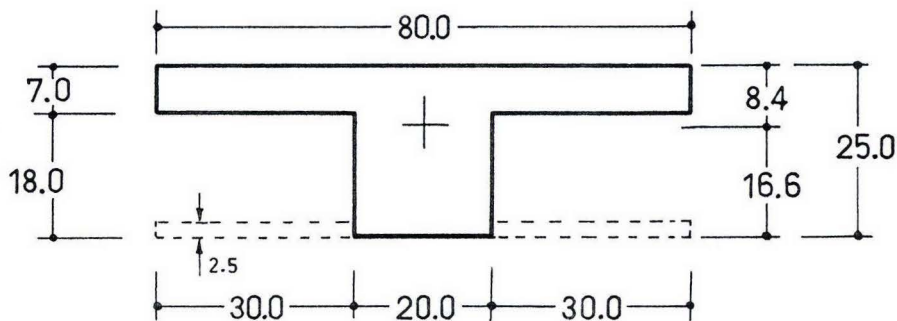
De acuerdo con las dimensiones propuestas para la losa en una dirección el peso propio de una nervadura tipo es de 256.80 kg/m, considerando que se colocará una capa inferior de concreto de 2.5 cm, para revestimiento del material aligerante, el peso propio de la nervadura se tomará igual a 260 kg/m (figura. 4.2).

Las cargas que intervienen en el análisis de las nervaduras continuas, con ancho unitario igual a 80 cm, son:

- Peso propio, $w_o = 260$ kg/m.
- Carga muerta sobrepuesta, $w_m = 12$ kg/m
- Carga por R.C.D.F., $w_r = 32$ kg/m.
- Carga viva máxima, $w_v = 200$ kg/m.
- Carga viva media, $w_{vm} = 32$ kg/m.
- Cargas reactivas debidas al preesfuerzo (estado de servicio).



SECCION UNITARIA

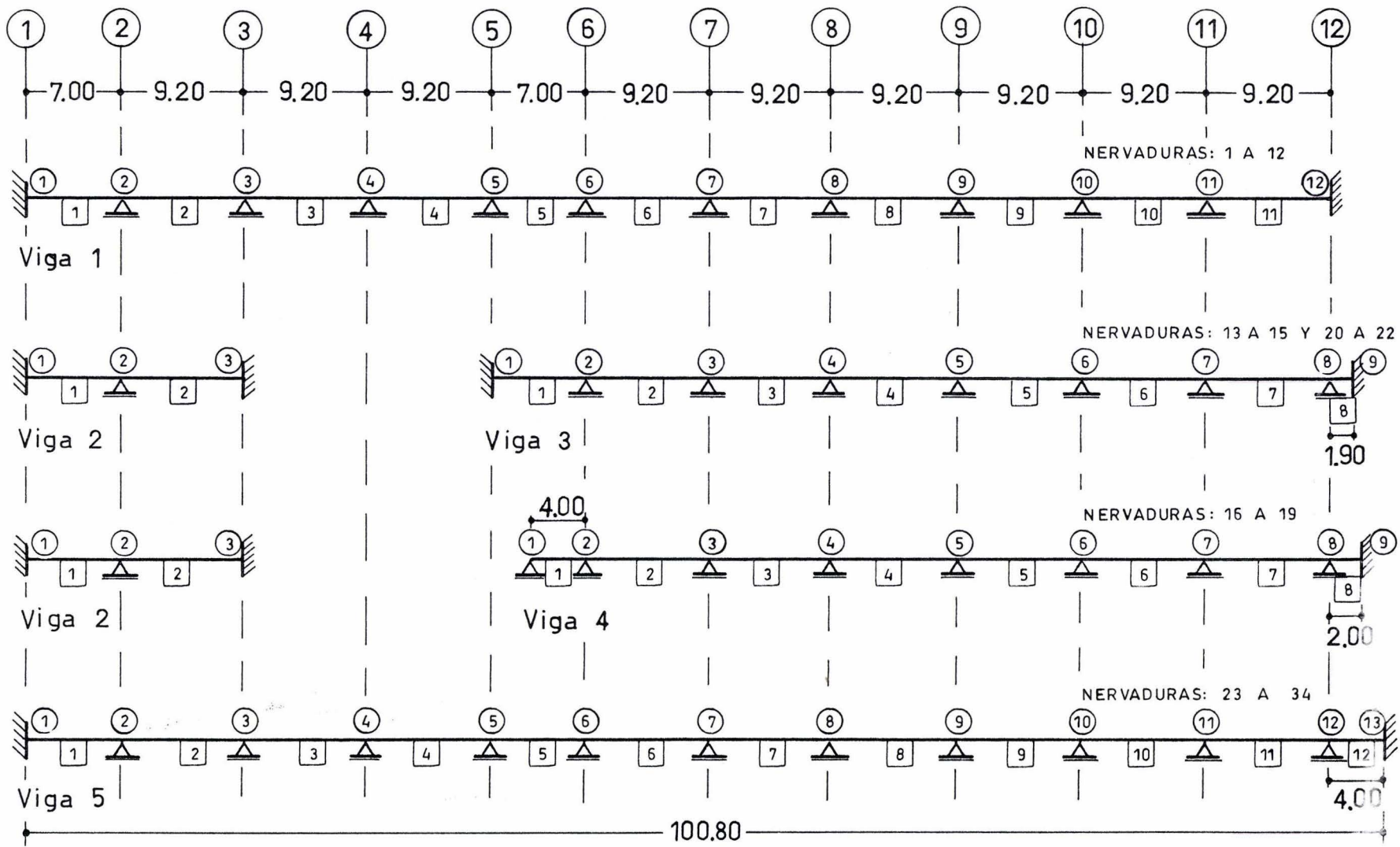


PROPIEDADES

$A_c = 920.00 \text{ cm}^2$
 $I_c = 46\,245.87 \text{ cm}^4$
 $c_1 = 8.40 \text{ cm}$
 $c_2 = 16.60 \text{ cm}$
 $S_1 = 5\,505.46 \text{ cm}^3$
 $S_2 = 2\,785.90 \text{ cm}^3$
 $w_0 = 260.00 \text{ kg/m}$

Acotaciones en: cm

FIG. 4.2. SECCION TRANSVERSAL PARA LA LOSA POSTENSADA EN UNA DIRECCION



(X) NODO
 [X] ELEMENTO

DIAGRAMAS DE CUERPO LIBRE DE LAS NERVADURAS

Acotaciones en: m

FIG. 4.3. LOSA IDEALIZADA COMO VIGAS CONTINUAS

4.7.2. Determinación de las trazas y fuerza de preesfuerzo.

El criterio adoptado para el diseño del preesfuerzo considera al mismo como un sistema de fuerzas reactivas en la estructura que equilibran la acción de las fuerzas externas.

La fuerza de preesfuerzo efectivo P_e se determina de acuerdo con los principios del método de la carga balanceada considerando que la acción del tendón equilibrará una carga propuesta. Las trazas para el tendón de preesfuerzo serán parabólicas, con el propósito de soportar con mayor eficiencia las cargas uniformemente repartidas.

Como no existen cargas muertas sobrepuestas de importancia, la carga a ser balanceada será el 100 % del peso propio, es decir:

$$w_{bal} = 1.00 (260) = 260 \text{ kg/m}$$

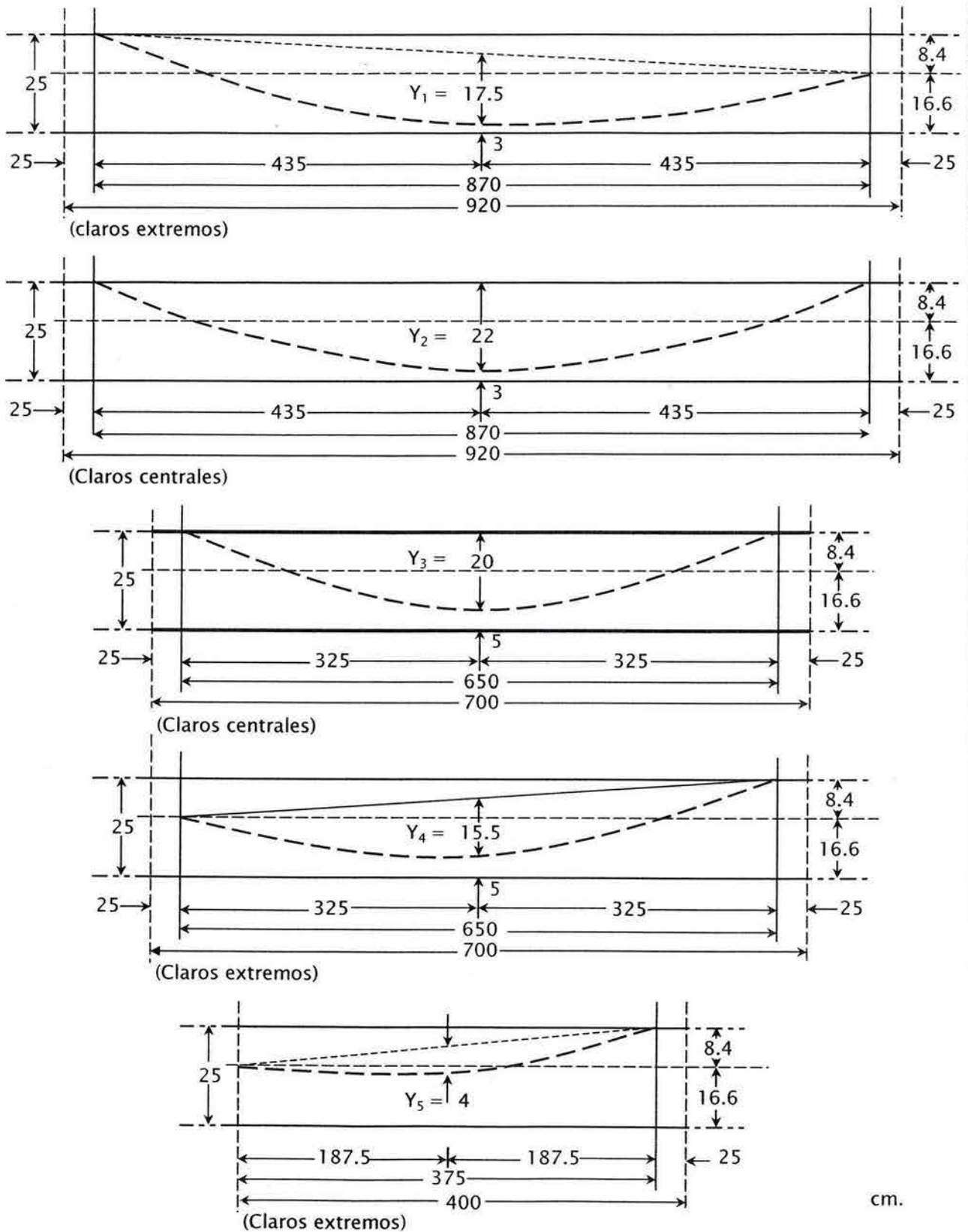
Esta carga se equilibrará en el claro más desfavorable, para el cual se determina la fuerza de preesfuerzo efectivo P_e , y con ella se determina la traza y/o la carga que se equilibra en los otros claros de las vigas continuas. Con esto se procura la utilización del mismo tendón de preesfuerzo a lo largo de todos los claros continuos.

El claro más desfavorable de las nervaduras continuas es, evidentemente, el de extremo (claro 11 de la Viga 1 y claro 2 de la Viga 2), de 9.20 m, debido a que se contará con una flecha menor de la parábola de la traza para preesfuerzo para equilibrar las cargas en los claros mayores. Para no inducir momentos adicionales en la estructura, la traza del tendón de preesfuerzo coincidirá con el centro de gravedad de la sección de la nervadura en todos los apoyos extremos.

Para la determinación de la traza de preesfuerzo se utilizará como longitud de claro el correspondiente a la distancia libre entre apoyos, las trabes de apoyo de la losa tendrán una sección transversal T con un ancho de patín de 100 cm y un ancho del alma de 50 cm, para la traza del tendón de preesfuerzo se considerará que el ancho del apoyo es de 50 cm, por lo que la longitud del claro en cada caso se reduce 25 cm en cada uno de sus extremos.

Así las trazas parabólicas del tendón de preesfuerzo se consideran de esta forma entre los paños de los apoyos y entre dos trazas de claros continuos se considera el tendón recto para cruzar el ancho del apoyo, estos tramos de transición permiten eliminar las desviaciones agudas al pasar de un claro a otro mediante la interrupción de la trayectoria del tendón justamente en el paño del apoyo y manteniéndolo recto a través de todo el ancho de apoyo hasta reiniciar su trayectoria en el siguiente claro. Estas consideraciones no modifican en forma alguna los principios de cálculo, y la teoría de la carga balanceada es válida para la longitud total del claro entre ejes de apoyos.

Para determinar la flecha de la parábola de la traza de preesfuerzo (figura 4.4), en el claro 11 de la Viga 1, y 2 de la Viga 2, se considera que el eje del tendón coincide con el centro de gravedad de la sección de concreto en el paño del apoyo extremo empotrado (a 25 cm del eje), tiene un recubrimiento inferior de 3 cm en el centro del claro y coincide con el paño superior de la nervadura, justamente en el paño de la trabe del eje de apoyo interior (25 cm antes del eje).



cm.

FIG. 4.4. TRAZAS PARABOLICAS PARA EL TENDON DE PRESFUERZO EN LOS CLAROS TIPO DE LAS NERVADURAS QUE FORMAN LA LOSA.

De esta manera se define que el claro de la parábola del tendón de preesfuerzo es: $9.20 - 0.25 - 0.25 = 8.70$ m. De acuerdo con estas consideraciones, la flecha de la parábola de preesfuerzo es:

$$Y1 = \frac{8}{2} + 16.6 - 3 = 17.6 = 17.5 \text{ cm}$$

La fuerza requerida para balancear la carga de 260 kg/m con la flecha de la parábola del tendón de preesfuerzo Y1, es entonces:

$$Pe = \frac{w_{bal} L^2}{8 Y1} = \frac{260 (8.70)^2}{8 (0.175)} = 14\ 057 \text{ kg}$$

Para obtener la fuerza de preesfuerzo inicial Pi se seguirán las recomendaciones del fabricante de torones, por tratarse de una obra regular, y se evitará el cálculo detallado de cada una de las componentes de las pérdidas de preesfuerzo.

El rango de carga recomendado para diseño considera a la fuerza de preesfuerzo efectivo Pe entre el 85 y el 80 por ciento de la carga de preesfuerzo inicial Pi.

Para este caso se elige una relación de efectividad $R = 0.825$, con lo cual las pérdidas de preesfuerzo se estiman en 17.5 % de Pi. Dadas estas condiciones, la fuerza de preesfuerzo inicial será:

$$Pi = \frac{Pe}{R} = \frac{14\ 057}{0.825} = 17\ 039 \text{ kg}$$

La compresión promedio en el concreto, bajo la acción de una carga igual a la que se equilibra junto con la fuerza de preesfuerzo efectivo resulta:

$$\frac{F}{Ac} = \frac{Pe}{Ac} = \frac{14\ 057}{920} = -15.28 \text{ kg/cm}^2$$

la cual queda dentro del rango aceptable especificado por las recomendaciones para este caso:

$$-14 \text{ kg/cm}^2 < -15.28 \text{ kg/cm}^2 < -35 \text{ kg/cm}^2.$$

En los claros interiores de 9.20 m la traza de preesfuerzo tendrá la misma excentricidad en ambos apoyos, es decir coincidirá con el paño superior de la nervaduras, y el recubrimiento del tendón de preesfuerzo al centro del claro es de 3 cm (fig. 4.4). La longitud del claro para la parábola del tendón es 8.70m. En este caso la flecha de la parábola del tendón de preesfuerzo es:

$$Y2 = 25 - 3 = 22 \text{ cm}$$

Para esta flecha, y considerando la misma fuerza de preesfuerzo efectivo P_e , se determina la carga que se equilibra en este caso:

$$w_{bal} = \frac{8 P_e Y_2}{L^2} = \frac{8 (14\ 057) (0.22)}{8.70^2} = 327 \text{ kg/m}$$

Para el claro interior de 7.00 m (6.50 m de longitud libre) la flecha de preesfuerzo se puede obtener con la misma fuerza P_e y la carga balanceada obtenida para el claro interior de 9.20 m, se tiene entonces que:

$$Y_3 = \frac{w_{bal} L^2}{8 P_e} = \frac{3.27 (650)^2}{8 (14\ 057)} = 12.28 \text{ cm}$$

pero con el fin de obtener el máximo brazo (z) para resistencia ultima se propone(fig. 4.4):

$$Y_3 = 25 - 5 = 20 \text{ cm}$$

La carga equilibrada por el preesfuerzo que resulta en este caso es:

$$w_{bal} = \frac{8 P_e Y_3}{L^2} = \frac{8 (14\ 057) (0.20)}{6.50^2} = 532 \text{ kg/m}$$

En los claros extremos de 7.00 m (6.50 m de longitud libre) la flecha de preesfuerzo que se elige es(fig. 4.4):

$$Y_4 = \frac{8}{2} + 16.6 - 5 = 15.6 = 15.5 \text{ cm}$$

considerando excentricidad cero el paño de la trabe de apoyo en el extremo empotrado, un recubrimiento de 5 cm al centro del claro y coincide con el paño superior de la nervadura, justamente en el paño de la trabe del eje de apoyo interior (25 cm antes del eje) (fig. 4.4). A partir de estos parámetros la carga balanceada por la fuerza de preesfuerzo efectivo P_e , es:

$$w_{bal} = \frac{8 P_e Y_4}{L^2} = \frac{8 (14\ 057) (0.155)}{6.50^2} = 412 \text{ kg/m}$$

En el caso del claro 1 de la Viga 4 se propone una flecha para la parábola de preesfuerzo igual a:

$$Y_5 = 4 \text{ cm}$$

Considerando que la traza coincide con el paño superior de la nervadura, justamente en el paño de la trabe del eje de apoyo interior (25 cm antes del eje) y tiene excentricidad cero en la cara del apoyo exterior (fig. 4.4), con lo cual la carga balanceada por el preesfuerzo es:

$$w_{bal} = \frac{8 P_e Y_5}{L^2} = \frac{8 (14\ 057) (0.04)}{3.750^2} = 320 \text{ kg/m}$$

En los claros 8 y 12 de las Vigas 3, 4 y 5 el tendón de preesfuerzo será recto, por lo que se considera que no se estará balanceando ninguna carga externa y solo se toman los efectos de las cargas equilibradas en los otros claros así como la compresión que existe en la sección en esos tramos de las nervaduras.

Para el preesfuerzo del claro 7 de las Vigas 3 y 4 se considera a éste como claro de extremo, por lo que la excentricidad en el paño del apoyo 8 es cero y se mantiene así hasta el apoyo 9.

Para el claro 11 de la Viga 5 la traza de preesfuerzo será la misma que para los claros interiores de 9.20 m, con la misma excentricidad de la traza sobre los dos apoyos.

En el claro 12 de la misma viga, la traza de preesfuerzo varía linealmente desde una excentricidad máxima en el apoyo 12 hasta cero en el apoyo 13.

Para suministrar la fuerza de preesfuerzo efectivo, a las nervaduras de la losa, se usaran torones de 0.50" de diámetro (0.99 cm²), cuya capacidad individual, después de ocurridas las pérdidas (ver Tabla 1.8.T3. del Capítulo 1), es:

$$F_e = 0.825(ap)(0.70)(f_{pu}), \text{ [aproximadamente el 60 \% de } f_{pu}]$$

$$F_e = 0.825 (0.99)(0.70)(18\ 900)$$

$$F_e = 10\ 800 \text{ kg.}$$

La fuerza de preesfuerzo efectivo que se requiere para cada una de las nervaduras es:

$$P_e = 14\ 057 \text{ kg.}$$

y el número de torones necesarios por nervadura es:

$$N_t = \frac{14\ 057}{10\ 800} = 1.301 \text{ torones/nervadura}$$

La fuerza de preesfuerzo requerida se considera para todas las nervaduras, es decir, la compresión se aplicará a la losa en conjunto, por lo que el total de torones que se necesitan son:

$$N = 1.30 (34 \text{ nervaduras}) = 44.23 = 44 \text{ torones.}$$

Para lograr que la fuerza de preesfuerzo genere esfuerzos de compresión uniformes en la sección total de la losa, los torones se distribuirán de la siguiente manera:

NERVADURA (Entre eje A – B)	NUMERO DE TORONES	NERVADURA (Entre eje A – B)	NUMERO DE TORONES
1	1	18	1
2	1	19	1
3	2	20	2
4	1	21	1
5	1	22	1
6	2	23	2
7	1	24	1
8	1	25	1
9	2	26	2
10	1	27	1
11	1	28	1
12	2	29	2
13	1	30	1
14	1	31	1
15	2	32	2
16	1	33	1
17	1	34	1
$\Sigma =$	22 Tor.	$\Sigma =$	22 Tor.

En conjunto los torones suministrarán $44 (10.80) = 475.20$ ton en el estado final de servicio.

Los efectos del preesfuerzo se revisarán para las condiciones inicial y final de servicio, por lo que es necesario analizar las vigas con la carga equivalente que produce la fuerza de preesfuerzo inicial y para aquella que produce la fuerza de preesfuerzo efectivo.

El análisis por cargas de preesfuerzo se realiza aplicando a cada viga la carga equilibrada en los claros correspondientes de acuerdo con el siguiente resumen:

VIGA	ELEMENTO	CLAR O (m)	Claro	Yp (cm)	CARGAS EQUILIBRADAS (Kg/m)	
					Pi 17039 Kg	Pe 14057 kg
1	2,3,4,6,7,8,9,10	9.20	8.70	22	396	327
	1	7.00	6.50	15.5	499	412
	5	7.00	6.50	21	644	532
	11	9.20	8.70	17.5	315	260
2	1	7.00	6.50	15.5	499	412
	2	9.20	8.70	17.5	315	260

3	2,3,4,5,6	9.20	8.70	22	396	327
	1	7.00	6.50	15.5	499	412
	7	9.20	8.70	17.5	315	260
	8	1.90	1.90	0.0	---	---
4	2,3,4,5,6	9.20	8.70	22	396	327
	1	4.00	3.75	4	388	320
	7	9.20	8.70	17.5	315	260
	8	2.00	2.00	0.0	---	---
5	2,3,4,6,7,8,9,10,11	9.20	8.70	22	396	327
	1	7.00	6.50	15.5	499	412
	5	7.00	6.50	21	644	532
	12	4.00	4.00	0.0	---	---

Nota: El efecto reactivo de las cargas balanceadas es sólo un método para facilitar el análisis del comportamiento a flexión de la estructura bajo el preesfuerzo y este efecto no es válido para combinar o superponer reacciones en los apoyos. En efecto, en ocasiones el preesfuerzo induce ciertas reacciones redundantes en las estructuras continuas, debidos a la presencia de momentos secundarios, pero las afectaciones que estas producen son mínimas y sólo provocan una redistribución de las reacciones debidas a las cargas gravitacionales reales. Por lo tanto las reacciones que pasan como acciones en el análisis del sistema estructural principal son las debidas exclusivamente a las cargas externas y no se deben incluir las de la aplicación de cargas balanceadas reactivas.

4.7.3. Expresiones para ubicar la posición del tendón en las trazas de preesfuerzo.

Hasta ahora se ha mencionado que las trazas para los tendones de preesfuerzo son parabólicas, pero para definir la posición exacta de la línea de acción de la fuerza compresora, se puede recurrir a la expresión fundamental para calcular y dibujar parábolas, que es la siguiente:

$$X^2 = 4 P Y \quad ; \quad Y = \frac{X^2}{4P}$$

donde, para los casos comunes:

$$X = L/2$$

L = longitud horizontal de la parábola.

Y = flecha de la parábola de preesfuerzo.

$$4P = \frac{X^2}{Y}$$

Para las flechas de preesfuerzo en los claros tipo de las nervaduras de la losa las expresiones obtenidas cuentan además con factores que consideran la diferencia de altura de la traza sobre los apoyos y el recubrimiento inferior al centro de los claros (figura 4.4).

- a. **Y1** = 17.5 cm
 L = 870 cm
 X = 435 cm
 4P = 10 812.857

$$Y = \frac{(X - 435)^2}{10\,812.857} - (X - 435) \left(\frac{8.4}{870} \right) + 3$$

- b. **Y2** = 22.0 cm
 L = 870 cm
 X = 435 cm
 4P = 8 601.1363

$$Y = \frac{(X - 435)^2}{8\,601.1363} + 3$$

- c. **Y3** = 20.0 cm
 L = 650 cm
 X = 325 cm
 4P = 5 281.25

$$Y = \frac{(X - 325)^2}{5\,281.25} + 5$$

- d. **Y4** = 15.5 cm
 L = 650 cm
 X = 325 cm
 4P = 6 814.5161

$$Y = \frac{(X - 325)^2}{6\,814.5161} + (X - \frac{8.4}{650}) - (15.5 - 16.6)$$

- e. **Y5** = 4 cm
 L = 375 cm
 X = 187.5 cm
 4P = 8 789.0625

$$Y = \frac{(X - 187.5)^2}{8\,789.0625} - (X - \frac{8.4}{375}) - (4 - 16.6)$$

En todos los casos X se sustituye en centímetros considerada de izquierda a derecha y el resultado para Y queda expresado también en centímetros definido a partir de la cara inferior

de las nervaduras (figura 4.4). Las coordenadas en X inician en el paño de la trabe de apoyo y finalizan en el mismo paño en el apoyo opuesto, cuando $X = L$; entre dos trazas consecutivas el tendón se considera recto.

Estas expresiones serán útiles además, para el cálculo de la longitud del tendón de preesfuerzo y para definir la ubicación física para la instalación de los torones, por medio de coordenadas y también para calcular las pérdidas por fricción y calcular los alargamientos durante el tensado de los cables.

4.7.4. Análisis de la carga viva.

La carga viva considerada en este análisis se obtiene para un ancho unitario de 80 cm para una carga uniformemente distribuida actuando sobre las nervaduras:

$$wv = 0.80(250 \text{ kg/m}^2) = 200 \text{ kg/m.}$$

Con el fin de obtener los efectos máximos debidos a la carga viva actuando sobre las nervaduras de la losa se considera que ésta actúa en:

- Claros adyacentes (momentos negativos máximos).
- Claros alternados (momentos positivos máximos).

Los estados de carga de la distribución de la carga viva que se analizarán se describen en el siguiente resumen:

VIGA	ESTADO DE CARGA	ELEMENTOS CON CARGA	Secciones donde se obtienen los momentos máximos	
			Momentos negativos máx. en los apoyos:	Momentos positivos máx. en el centro de los claros:
1	1	1,2,4,5,7,8,10,11	1, 2, 5, 8, 11	
	2	2,3,5,6,8,9,11	3, 6, 9, 12	
	3	1,3,4,6,7,9,10	4, 7, 10	
	4	1,3,5,7,9,11		1,3,5,7,9,11
	5	2,4,6,8,10		2,4,6,8,10
2	1	1,2	1, 2, 3	
	2	1		1
	3	2		2
3	1	1,2,4,5,7,8	1, 2, 5, 8, 9	
	2	2,3,5,6,8	3, 6	
	3	1,3,4,6,7	4, 7	
	4	1,3,5,7		1,3,5,7
	5	2,4,6,8		2,4,6,8
4	1	1,2,4,5,7,8	1, 2, 5, 8, 9	
	2	2,3,5,6,8	3, 6	
	3	1,3,4,6,7	4, 7	
	4	1,3,5,7		1,3,5,7

	5	2,4,6,8		2,4,6,8
5	1	1,2,4,5,7,8,10,11	1, 2, 5, 8, 11	
	2	2,3,5,6,8,9,11,12	3, 6, 9, 12,13	
	3	1,3,4,6,7,9,10,12	4, 7, 10	
	4	1,3,5,7,9,11		1,3,5,7,9,11
	5	2,4,6,8,10,12		2,4,6,8,10,12

Del análisis de las vigas continuas con estas distribuciones de cargas se obtienen los efectos máximos en las secciones críticas (apoyos y centro de claros) a lo largo de las vigas debido a la posición de la carga viva que sean las más desfavorables probables que cada uno de los estados de carga anteriores contempla.

Con esta distribución de carga se obtienen los momentos máximos debidos a las cargas vivas esperadas, y con ellos se realiza el análisis global por flexión y para diseño por cortante.

4.7.5. Análisis global por flexión.

El análisis contempla que el preesfuerzo se aplique cuando el concreto de las nervaduras de la losa alcance el 45 % de su resistencia nominal a compresión, es decir:

$$f_{ci} = 0.45 (250) = 115 \text{ kg/cm}^2$$

también se prevé que el total de la carga muerta actúe sobre la losa en el estado inicial de servicio. Todos los efectos de las cargas sobre las nervaduras (esfuerzos por flexión y momentos flexionantes) se consideran en los puntos críticos, es decir en el eje de los apoyos y aproximadamente al centro de cada claro.

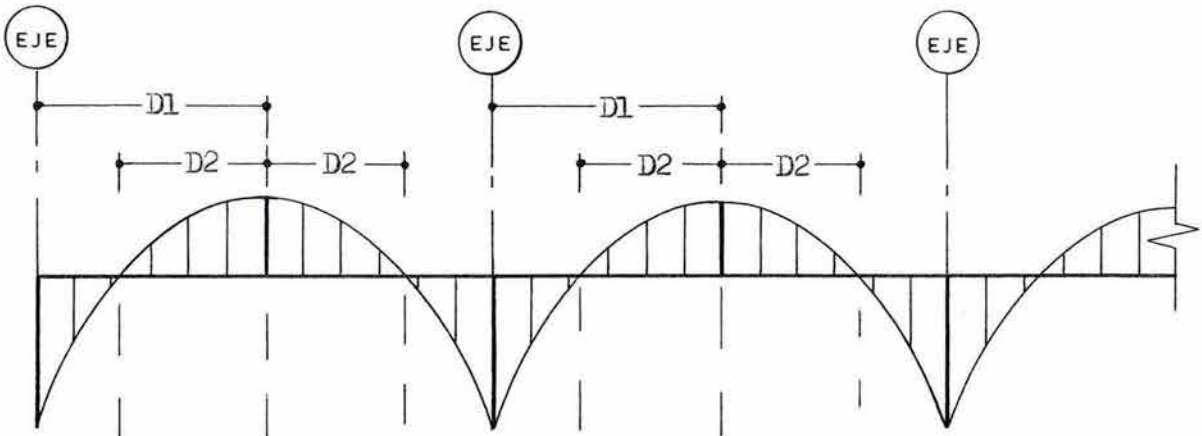
Los valores obtenidos del análisis de las vigas son momentos en los ejes de apoyos, pero se contempla reducirlos a su valor correspondiente en la cara de apoyo (ver figura 2.3.), para el caso de los momentos sobre el eje de los apoyos, la reducción será:

$$\frac{V al}{3}$$

y los momentos en la línea central de los claros se reducirán:

$$\frac{V al}{6}$$

en ambos casos V es la fuerza cortante en el apoyo debida a las cargas que producen este cortante que actúan sobre el elemento en las condiciones consideradas, y al es el ancho de apoyo (100 cm para apoyos interiores y 75 cm para apoyos extremos debido a que las trabes de



Momentos producidos por cargas externas.

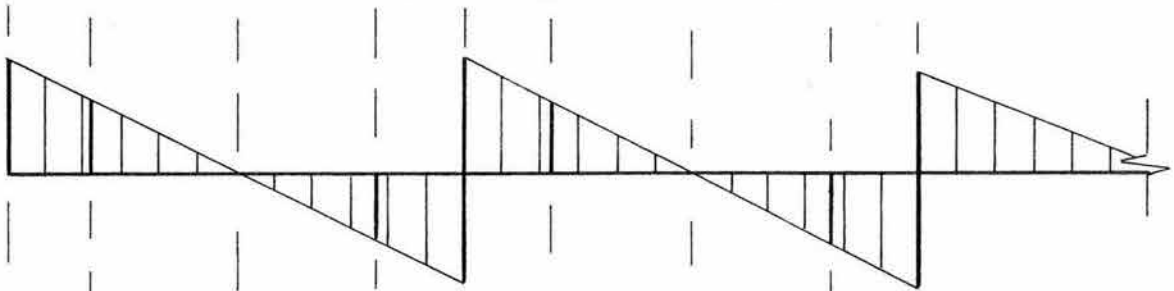
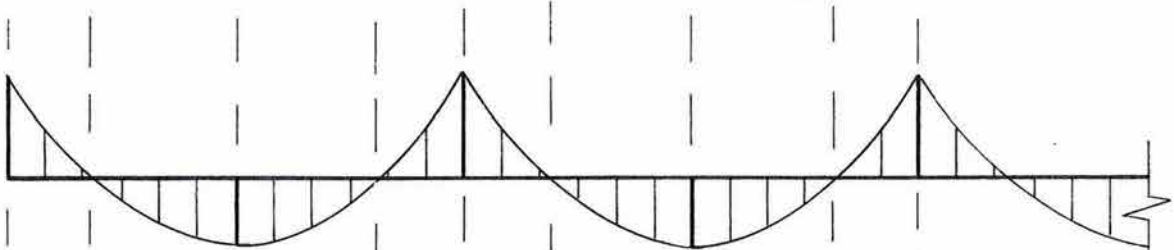


Diagrama de fuerza cortante debido a cargas externas.



Momentos resultantes de las cargas equilibradas. M_{bal} .

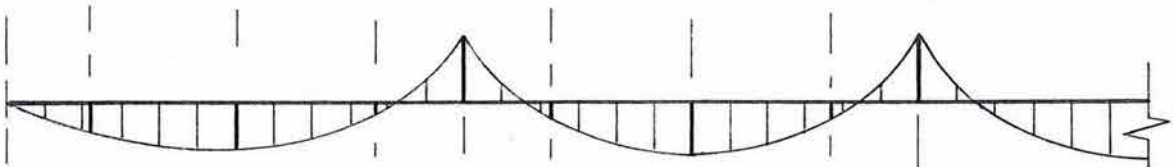


Diagrama de momentos primarios. $M_1 = P_e \times e$.

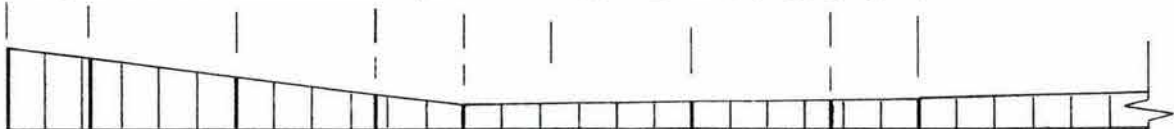


Diagrama de momentos secundarios. $M_2 = M_{bal} - M_1$.

FIG. 4.5. FUERZAS Y MOMENTOS FLEXIONANTES QUE SE CONSIDERAN EN EL ANALISIS DE LOS ESTADOS DE CARGA PARA LAS NERVADURAS QUE FORMAN LA LOSA POSTENSADA EN UNA DIRECCION.

apoyo del sistema estructural serán de sección T y L con ancho de patín igual a las dimensiones mencionadas).

Con los resultados obtenidos de aplicar las cargas muerta, viva y balanceada a las nervaduras, se puede efectuar un análisis global por flexión. La figura 4.5 esquematiza en forma general los diagramas de momento y fuerza cortante considerados, incluyendo la forma de los momentos primarios y los momentos secundarios pero estos no se consideraran en este análisis en forma directa.

En este caso el análisis para obtener la resistencia ultima incluye los efectos totales debidos al preesfuerzo y posteriormente se adicionan a estos los momentos primarios ($M1 = Pe e_p$) debido a que el momento total del preesfuerzo incluye tanto los momentos primarios como los secundarios, pero los que realmente se consideran en la resistencia ultima son los momentos secundarios ($M2$) por lo que los momento primarios que se adicionan a los momentos finales, en este análisis, se les cambia el signo para conservar el efecto de los momentos secundarios debidos al preesfuerzo exclusivamente.

Este criterio facilita el análisis global debido a que se emplea el método de la carga balanceada para visualizar los efectos del preesfuerzo en los cálculos y solución de las estructuras estáticamente indeterminadas. Finalmente los resultados para diseño por resistencia ultima incluirán exclusivamente el efecto de los momentos secundarios.

Para conocer los esfuerzos elásticos en las condiciones de carga inicial y de servicio, y determinar la resistencia requerida de la losa postensada para las condiciones de cargas factorizadas de acuerdo con los siguientes **Estados de Carga** aplicados a cada una de las vigas.

ANÁLISIS GLOBAL POR FLEXION	
Estado de estudio	Descripción del análisis.
1	Momentos producidos por peso propio y carga muerta. $w_m = 260 + 12 = 272 \text{ kg/m.}$
2	Momentos máximos por carga viva máxima. $w_v = 200 \text{ kg/m.}$
3	Momentos producidos por carga de reglamento. $w_r = 32 \text{ kg/m.}$
4	Momentos debidos a las cargas reactivas producidas por el preesfuerzo inicial. (w_{bal}) por $P_i = 17\ 039 \text{ kg.}$
5	Momentos debidos a las cargas reactivas producidas por el preesfuerzo efectivo. (w_{bal}) por $P_e = 14\ 057 \text{ kg.}$
6	Estado inicial de servicio al aplicar el preesfuerzo P_i . $M_a = w_m + (w_{bal}.P_i)$
7	Esfuerzos iniciales en el concreto debidos a la fuerza de preesfuerzo inicial y al momento M_a debido a la carga no balanceada:

	$f_1 = - \frac{P_i}{A_c} - \frac{M_a}{S_1} = - 18.52 - \frac{M_a}{5505.46}, (\text{kg/cm}^2)$ $f_2 = - \frac{P_i}{A_c} + \frac{M_a}{S_2} = - 18.52 + \frac{M_a}{2785.90}, (\text{kg/cm}^2)$ <p>Los esfuerzos permisibles bajo estas condiciones son: Compresión admisible: $0.6 f_{ci} = 0.6(115) = - 69.0 \text{ kg/cm}^2$. Tensión admisible: $(f_c)^{1/2} = (250)^{1/2} = + 15.8 \text{ kg/cm}^2$.</p>
8	Estado final de servicio después de ocurridas las pérdidas de la fuerza de preesfuerzo, sin carga viva. $M_b = w_m + (w_{bal}.Pe)$
9	<p>Esfuerzos en el concreto debidos a la fuerza de preesfuerzo efectivo y al momento M_b debido a la carga no balanceada:</p> $f_1 = - \frac{P_e}{A_c} - \frac{M_b}{S_1} = - 15.28 - \frac{M_b}{5505.46}, (\text{kg/cm}^2)$ $f_2 = - \frac{P_e}{A_c} + \frac{M_b}{S_2} = - 15.28 + \frac{M_b}{2785.90}, (\text{kg/cm}^2)$ <p>Los esfuerzos permisibles bajo estas condiciones son: Compresión admisible: $0.45 f_c = 0.45(250) = - 113 \text{ kg/cm}^2$. Tensión admisible: $1.6(f_c)^{1/2} = 1.6(250)^{1/2} = +25.3 \text{ kg/cm}^2$.</p>
10	Estado máximo de servicio. $M_c = w_m + w_v.máx + (w_{bal}.Pe)$
11	<p>Esfuerzos en el concreto debidos a la fuerza de preesfuerzo efectivo y al momento M_c debido a la carga no balanceada bajo el total de las cargas de servicio:</p> $f_1 = - \frac{P_e}{A_c} - \frac{M_c}{S_1} = - 15.28 - \frac{M_c}{5505.46}, (\text{kg/cm}^2)$ $f_2 = - \frac{P_e}{A_c} + \frac{M_c}{S_2} = - 15.28 + \frac{M_c}{2785.90}, (\text{kg/cm}^2)$ <p>Compresión admisible: $- 113 \text{ kg/cm}^2$. Tensión admisible: $+ 25.3 \text{ kg/cm}^2$.</p>
12	Momentos máximos factorizados por flexión. $M_u = 1.4 (- w_o - w_m - w_v.máx - w_r) + 1.0 w_{bal}. M1$
13	Momentos primarios debidos a la excentricidad del tendón de preesfuerzo y la fuerza de compresión. $M1 = P_e (e_p)$, ton-m (multiplicados por (-1) para reintegrarlos en a los valores del análisis)
14	Momentos para diseño por resistencia última a flexión. $M_u = 1.4 (- w_o - w_m - w_v.máx - w_r) + 1.0 w_{bal}. + M1$

El análisis por flexión en forma numérica de todos los estados de carga para las cinco vigas se presenta en las tablas siguientes:

TABLA VIGA V-1 [NERVADURAS: 1 A12]
ANALISIS GLOBAL POR FLEXION

NODO	1	2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		
BARRA	1	Δ	2	Δ	3	Δ	4	Δ	5	Δ	6	Δ	7	Δ	8	Δ	9	Δ	10	Δ	11			
CLARO[M]	7.00		9.20		9.20		9.20		7.00		9.20		9.20		9.20		9.20		9.20		9.20			
ESTADO	MOMENTOS EN APOYOS Y CENTRO DE CLAROS [TON-M]																							
1		-0.65	0.35	-1.26	0.89	-1.56	0.68	-1.60	0.94	-1.15	0.05	-1.14	0.94	-1.62	0.71	-1.47	0.76	-1.51	0.75	-1.50	0.75	-1.50	0.80	-1.61
	D1		3.11		4.46		4.58		4.82		3.50		4.37		4.66		4.58		4.60		4.60		4.60	
2		-1.00	0.61	-1.19	1.11	-1.42	1.15	-1.48	1.20	-1.27	0.86	-1.26	1.21	-1.51	1.21	-1.50	1.25	-1.53	1.22	-1.48	1.15	-1.34	0.91	-1.66
	D1		4.35		4.91		4.64		4.54		3.51		4.69		4.68		4.59		4.55		4.38		3.76	
3		-0.08	0.04	-0.15	0.11	-0.18	0.08	-0.19	0.11	-0.14	0.01	-0.13	0.11	-0.19	0.08	-0.17	0.09	-0.18	0.09	-0.18	0.09	-0.18	0.09	-0.19
	D1		3.11		4.46		4.58		4.82		3.50		4.37		4.66		4.58		4.60		4.60		4.60	
4		1.37	-0.70	1.91	-1.23	2.26	-1.16	2.21	-1.16	2.09	-0.82	2.08	-1.15	2.22	-1.08	2.18	-1.10	2.17	-1.07	2.26	-1.21	2.04	-0.86	1.71
	D1		3.28		4.49		4.62		4.64		3.50		4.55		4.61		4.60		4.57		4.70		4.77	
5		1.13	-0.58	1.58	-1.01	1.86	-0.96	1.82	-0.96	1.72	-0.67	1.72	-0.95	1.83	-0.89	1.80	-0.91	1.79	-0.88	1.86	-0.99	1.68	-0.71	1.41
	D1		3.28		4.49		4.62		4.64		3.50		4.55		4.61		4.60		4.57		4.70		4.77	
6		0.72	-0.35	0.65	-0.34	0.70	-0.49	0.61	-0.22	0.94	-0.77	0.94	-0.22	0.60	-0.37	0.71	-0.34	0.66	-0.32	0.76	-0.45	0.53	-0.05	0.10
7	F1	-31.6	-12.1	-30.4	-12.4	-31.3	-9.7	-29.5	-14.6	-35.6	-4.5	-35.6	-14.6	-29.5	-11.8	-31.4	-12.3	-30.5	-12.7	-32.3	-10.3	-28.2	-17.5	-20.4
	F2	7.3	-31.2	5.0	-30.6	6.8	-36.0	3.2	-26.3	15.3	-46.2	15.3	-26.3	3.2	-31.7	6.9	-30.8	5.2	-29.9	8.7	-34.8	0.7	-20.5	-14.9
8		0.48	-0.23	0.32	-0.12	0.31	-0.28	0.22	-0.01	0.58	-0.63	0.58	-0.01	0.22	-0.18	0.33	-0.15	0.28	-0.13	0.36	-0.24	0.18	0.10	-0.20
9	F1	-24.0	-11.1	-21.1	-13.1	-20.9	-10.1	-19.3	-15.0	-25.7	-3.9	-25.8	-15.0	-19.2	-12.0	-21.2	-12.6	-20.4	-12.9	-21.9	-10.9	-18.5	-17.0	-11.7
	F2	2.0	-23.5	-3.8	-19.7	-4.2	-25.5	-7.4	-15.8	5.4	-37.8	5.4	-15.8	-7.5	-21.7	-3.6	-20.6	-5.2	-20.0	-2.2	-24.0	-8.9	-11.9	-22.4
10		-0.52	0.38	-0.87	0.98	-1.12	0.86	-1.26	1.19	-0.69	0.23	-0.69	1.20	-1.29	1.03	-1.17	1.10	-1.25	1.09	-1.11	0.91	-1.17	1.00	-1.85
11	F1	-5.9	-22.2	0.4	-33.2	5.0	-30.9	7.6	-36.9	-2.7	-19.5	-2.8	-37.1	8.2	-34.0	6.0	-35.2	7.4	-35.1	4.9	-31.8	5.9	-33.5	18.4
	F2	-33.8	-1.6	-46.3	20.1	-55.3	15.7	-60.5	27.4	-40.2	-6.9	-39.9	27.8	-61.6	21.8	-57.4	24.1	-60.2	23.9	-55.2	17.3	-57.1	20.8	-81.8
12		-1.28	0.82	-2.05	1.93	-2.56	1.70	-2.76	2.20	-1.85	0.60	-1.83	2.21	-2.81	1.92	-2.61	2.03	-2.72	2.00	-2.55	1.79	-2.55	1.82	-3.42
13		0	1.62	-1.2	1.91	-1.2	1.91	-1.2	1.91	-1.2	1.63	-1.2	1.91	-1.2	1.91	-1.2	1.91	-1.2	1.91	-1.2	1.91	-1.2	1.91	0
14		-1.28	2.44	-3.23	3.84	-3.74	3.61	-3.94	4.11	-3.03	2.23	-3.02	4.13	-3.99	3.83	-3.79	3.94	-3.90	3.92	-3.73	3.70	-3.73	3.73	-3.42

D1 = DISTANCIA A LA UBICACIÓN DEL MOMENTO ENTRE DOS NODOS, DE IZQ. A DER., EN [M].

TABLA VIGA V-2 [NERVADURAS: 13 A15 Y 20 A 22]
ANALISIS GLOBAL POR FLEXION

TABLA VIGA V-3 [NERVADURAS: 13 A15 Y 20 A 22]
ANALISIS GLOBAL POR FLEXION

NODO	1	2		3		
BARRA	1	Δ	2			
CLARO[M]	7.00		9.20			
ESTADO	MOMENTOS [TON-M]					
1		-0.67	0.35	-1.22	0.85	-1.77
	D1		3.14		4.39	
2		-0.85	0.47	-0.90	0.75	-1.46
	D1		4.00		4.10	
3		-0.08	0.04	-0.14	0.10	-0.21
	D1		3.14		4.39	
4		1.55	-0.77	1.66	-0.90	1.90
	D1		3.45		4.55	
5		1.28	-0.64	1.37	-0.74	1.57
	D1		3.45		4.55	
6		0.88	-0.42	0.45	-0.04	0.14
7	F1	-34.5	-10.9	-26.6	-17.7	-21.0
	F2	13.0	-33.7	-2.5	-20.0	-13.6
8		0.61	-0.29	0.15	0.11	-0.19
9	F1	-26.3	-10.1	-18.1	-17.4	-11.7
	F2	6.6	-25.6	-9.8	-11.2	-22.3
10		-0.24	0.19	-0.74	0.86	-1.65
11	F1	-10.9	-18.7	-1.8	-30.9	14.8
	F2	-23.9	-8.6	-41.9	15.6	-74.7
12		-0.96	0.58	-1.79	1.64	-3.24
13		0	1.62	-1.2	1.91	0
14		-0.96	2.19	-2.97	3.55	-3.24

NODO	1	2		3		4		5		6		7		8		9		
BARRA	1	Δ	2	Δ	3	Δ	4	Δ	5	Δ	6	Δ	7	Δ	8			
CLARO[M]	7.00		9.2		9.2		9.2		9.2		9.2		9.2		9.2		1.90	
ESTADO	MOMENTOS EN APOYOS Y CENTRO DE CLAROS [TON-M]																	
1		-0.66	0.35	-1.25	0.88	-1.58	0.72	-1.48	0.76	-1.50	0.76	-1.48	0.73	-1.57	0.91	-1.34	0.36	0.70
	D1		3.12		4.44		4.64		4.59		4.61		4.56		4.74		1.00	
2		-1.00	0.62	-1.18	1.11	-1.46	1.19	-1.51	1.24	-1.54	1.23	-1.48	1.16	-1.39	1.01	-1.37	0.33	-0.30
	D1		4.36		4.91		4.72		4.61		4.56		4.39		3.96		1.00	
3		-0.08	0.04	-0.15	0.10	-0.19	0.09	-0.17	0.09	-0.18	0.09	-0.17	0.09	-0.19	0.11	-0.16	0.04	0.08
	D1		3.12		4.44		4.64		4.59		4.61		4.56		4.74		1.00	
4		1.37	-0.70	1.91	-1.22	2.27	-1.06	2.17	-1.11	2.18	-1.07	2.24	-1.17	2.11	-0.99	1.41	-0.31	-0.84
	D1		3.28		4.49		4.63		4.60		4.58		4.67		4.91		1.00	
5		1.13	-0.58	1.57	-1.01	1.87	-0.88	1.79	-0.91	1.80	-0.88	1.84	-0.97	1.74	-0.82	1.16	-0.25	-0.69
	D1		3.28		4.49		4.63		4.60		4.58		4.67		4.91		1.00	
6		0.72	-0.35	0.66	-0.34	0.68	-0.34	0.69	-0.35	0.68	-0.32	0.75	-0.45	0.53	-0.08	0.07	0.05	-0.14
7	F1	-31.6	-12.2	-30.5	-12.3	-31.0	-12.3	-31.0	-12.2	-30.8	-12.8	-32.2	-10.4	-28.2	-17.1	-19.8	-19.4	-16.0
	F2	7.2	-31.1	5.2	-30.9	6.1	-30.7	6.2	-31.0	5.8	-29.9	8.5	-34.6	0.6	-21.2	-16.0	-16.9	-23.6
8		0.48	-0.23	0.33	-0.13	0.29	-0.15	0.31	-0.16	0.30	-0.13	0.36	-0.24	0.16	0.10	-0.18	0.10	0.01
9	F1	-24.0	-11.1	-21.2	-12.9	-20.5	-12.5	-20.9	-12.5	-20.7	-12.9	-21.8	-10.9	-18.3	-17.0	-12.1	-17.1	-15.4
	F2	1.9	-23.5	-3.5	-19.9	-5.0	-20.8	-4.2	-20.8	-4.6	-19.9	-2.3	-24.0	-9.4	-11.8	-21.6	-11.7	-15.1
10		-0.52	0.39	-0.85	0.98	-1.17	1.04	-1.20	1.08	-1.24	1.10	-1.12	0.91	-1.22	1.11	-1.55	0.43	-0.30
11	F1	-5.8	-22.3	0.2	-33.1	6.0	-34.2	6.4	-34.9	7.2	-35.3	5.0	-31.9	6.9	-35.4	12.8	-23.2	-9.9
	F2	-34.0	-1.3	-45.8	19.9	-57.3	22.0	-58.2	23.6	-59.7	24.2	-55.4	17.5	-59.1	24.5	-70.8	0.3	-26.0
12		-1.29	0.83	-2.03	1.92	-2.65	1.92	-2.63	2.01	-2.70	2.02	-2.55	1.79	-2.66	2.03	-2.85	0.77	-0.03
13		0	1.62	-1.2	1.91	-1.2	1.91	-1.2	1.91	-1.2	1.91	-1.2	1.91	-1.2	1.91	0	0	0
14		-1.29	2.45	-3.21	3.83	-3.83	3.84	-3.81	3.92	-3.88	3.93	-3.73	3.70	-3.85	3.94	-2.85	0.77	-0.03

DT = DISTANCIA A LA UBICACIÓN DEL MOMENTO ENTRE DOS NODOS, DE IZQ. A DER., EN [M].

**TABLA VIGA V-2 [NERVADURAS: 16 A19]
ANALISIS GLOBAL POR FLEXION**

**TABLA VIGA V-4 [NERVADURAS: 16 A19]
ANALISIS GLOBAL POR FLEXION**

NODO	1	2	3	NODO	1	2	3	4	5	6	7	8	9												
BARRA	1	Δ	2	BARRA	1	Δ	2	Δ	3	Δ	4	Δ	5	Δ	6	Δ	7	Δ	8						
CLARO[M]	7.00		9.20	CLARO[M]	4.00		9.2		9.2		9.2		9.2		9.2		9.2		2.00						
ESTADO	MOMENTOS [TON-M]					ESTADO	MOMENTOS EN APOYOS Y CENTRO DE CLAROS [TON-M]																		
1		-0.67	0.35	-1.22	0.85	-1.77	1		0.00	-0.19	-1.16	0.94	-1.62	0.71	-1.47	0.76	-1.51	0.76	-1.48	0.73	-1.58	0.92	-1.33	-0.34	0.68
	D1		3.14		4.39			D1		2.00		4.37		4.66		4.58		4.62		4.56		4.75		1.00	
2		-0.85	0.47	-0.90	0.75	-1.46	2		0.00	0.51	-1.14	1.08	-1.44	1.17	-1.49	1.24	-1.54	1.23	-1.48	1.16	-1.39	1.02	-1.36	0.16	-0.31
	D1		4.00		4.10			D1		2.26		5.00		4.77		4.61		4.57		4.39		3.97		1.00	
3		-0.08	0.04	-0.14	0.10	-0.21	3		0.00	-0.02	-0.14	0.11	-0.19	0.08	-0.17	0.09	-0.18	0.09	-0.17	0.09	-0.19	0.11	-0.16	-0.04	0.08
	D1		3.14		4.39			D1		2.00		4.37		4.66		4.58		4.62		4.56		4.75		1.00	
4		1.55	-0.77	1.66	-0.90	1.90	4		0.00	0.19	1.82	-1.35	2.35	-1.03	2.15	-1.12	2.19	-1.07	2.23	-1.17	2.11	-0.99	1.41	1.04	-0.83
	D1		3.45		4.55			D1		2.00		4.38		4.66		4.59		4.59		4.67		4.92		1.00	
5		1.28	-0.64	1.37	-0.74	1.57	5		0.00	0.15	1.50	-1.12	1.94	-0.85	1.77	-0.92	1.80	-0.88	1.84	-0.97	1.74	-0.82	1.16	0.86	-0.69
	D1		3.45		4.55			D1		2.00		4.38		4.66		4.59		4.59		4.67		4.92		1.00	
6		0.88	-0.42	0.45	-0.04	0.14	6		0.00	0.00	0.66	-0.42	0.73	-0.32	0.68	-0.35	0.67	-0.31	0.75	-0.45	0.53	-0.08	0.08	0.70	-0.15
7	F1	-34.5	-10.9	-26.6	-17.7	-21.0	7	F1	-18.5	-18.5	-30.5	-10.9	-31.8	-12.6	-30.8	-12.1	-30.7	-12.8	-32.2	-10.4	-28.2	-17.1	-20.0	-31.3	-15.7
	F2	13.0	-33.7	-2.5	-20.0	-13.6		F2	-18.5	-18.5	5.1	-33.5	7.7	-30.1	5.8	-31.2	5.6	-29.8	8.5	-34.6	0.6	-21.3	-15.6	6.6	-24.0
8		0.61	-0.29	0.15	0.11	-0.19	8		0.00	-0.03	0.34	-0.18	0.32	-0.14	0.30	-0.16	0.29	-0.13	0.36	-0.24	0.16	0.10	-0.17	0.52	-0.01
9	F1	-26.3	-10.1	-18.1	-17.4	-11.7	9	F1	-15.3	-14.7	-21.5	-12.0	-21.1	-12.7	-20.8	-12.4	-20.5	-13.0	-21.8	-10.9	-18.2	-17.0	-12.3	-24.7	-15.1
	F2	6.6	-25.6	-9.8	-11.2	-22.3		F2	-15.3	-16.4	-3.0	-21.7	-3.8	-20.4	-4.4	-21.0	-4.9	-19.8	-2.3	-24.0	-9.4	-11.8	-21.2	3.4	-15.6
10		-0.24	0.19	-0.74	0.86	-1.65	10		0.00	0.48	-0.80	0.90	-1.12	1.03	-1.19	1.08	-1.25	1.10	-1.12	0.92	-1.22	1.11	-1.53	0.68	-0.32
11	F1	-10.9	-18.7	-1.8	-30.9	14.8	11	F1	-15.3	-24.0	-0.8	-31.5	5.0	-34.0	6.3	-34.8	7.4	-35.3	5.0	-31.9	7.0	-35.5	12.4	-27.5	-9.5
	F2	-23.9	-8.6	-41.9	15.6	-74.7		F2	-15.3	2.0	-43.8	16.8	-55.4	21.7	-58.0	23.4	-60.1	24.2	-55.4	17.6	-59.2	24.6	-70.1	8.9	-26.7
12		-0.96	0.58	-1.79	1.64	-3.24	12		0.00	0.58	-1.90	1.85	-2.61	1.90	-2.62	2.00	-2.72	2.02	-2.55	1.79	-2.67	2.04	-2.82	0.55	-0.06
13		0	1.62	-1.2	1.91	0	13		0	0	-1.2	1.91	-1.2	1.91	-1.2	1.91	-1.2	1.91	-1.2	1.91	-1.2	1.91	0	0	0
14		-0.96	2.19	-2.97	3.55	-3.24	14		0.00	0.58	-3.08	3.77	-3.79	3.81	-3.80	3.91	-3.90	3.93	-3.73	3.70	-3.85	3.95	-2.82	0.55	-0.06

D1 = DISTANCIA A LA UBICACIÓN DEL MOMENTO ENTRE DOS NODOS, DE IZQ. A DER., EN [M].

**TABLA VIGA V-5 [NERVADURAS: 16 A19]
ANALISIS GLOBAL POR FLEXION**

NODO	1	2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13		
BARRA	1	Δ	2	Δ	3	Δ	4	Δ	5	Δ	6	Δ	7	Δ	8	Δ	9	Δ	10	Δ	11	Δ	12			
CLARO[M]	7.00		9.20		9.20		9.20		7.00		9.20		9.20		9.20		9.20		9.20		9.20		4.00			
ESTADO	MOMENTOS EN APOYOS Y CENTRO DE CLAROS [TON-M]																									
1		-0.65	0.35	-1.26	0.89	-1.56	0.68	-1.58	0.94	-1.15	0.05	-1.14	0.94	-1.62	0.71	-1.47	0.76	-1.52	0.76	-1.47	0.71	-1.61	0.97	-1.25	0.23	0.20
	D1		3.11		4.46		4.60		4.82		3.50		4.37		4.66		4.58		4.62		4.54		4.82		3.56	
2		-1.00	0.57	-1.19	1.11	-1.42	1.15	-1.48	1.20	-1.27	0.86	-1.26	1.21	-1.51	1.21	-1.50	1.25	-1.54	1.24	-1.49	1.17	-1.42	1.08	-1.23	0.39	-0.55
	D1		4.35		4.91		4.64		4.54		3.51		4.69		4.68		4.59		4.57		4.41		4.12		0.93	
3		-0.08	0.04	-0.15	0.11	-0.18	0.08	-0.19	0.11	-0.14	0.01	-0.13	0.11	-0.19	0.08	-0.17	0.09	-0.18	0.09	-0.17	0.08	-0.19	0.11	-0.15	0.03	0.02
	D1		3.11		4.46		4.60		4.82		3.50		4.37		4.66		4.58		4.62		4.54		4.82		3.56	
4		1.37	-0.70	1.91	-1.23	2.26	-1.05	2.21	-1.16	2.09	-0.82	2.08	-1.15	2.23	-1.08	2.17	-1.09	2.20	-1.11	2.14	-1.02	2.38	-1.48	1.84	0.50	-0.99
	D1		3.28		4.49		4.62		4.64		3.50		4.55		4.62		4.59		4.62		4.53		4.87		2.00	
5		1.13	-0.58	1.58	-1.01	1.86	-0.86	1.82	-0.96	1.72	-0.68	1.72	-0.95	1.84	-0.89	1.79	-0.90	1.82	-0.92	1.77	-0.84	1.97	-1.22	1.52	0.41	-0.82
	D1		3.28		4.49		4.62		4.64		3.50		4.55		4.62		4.59		4.62		4.53		4.87		2.00	
6		0.72	-0.35	0.65	-0.34	0.70	-0.37	0.62	-0.22	0.94	-0.77	0.94	-0.22	0.61	-0.37	0.70	-0.33	0.69	-0.35	0.67	-0.31	0.77	-0.50	0.59	0.73	-0.79
7	F1	-31.6	-12.1	-30.4	-12.4	-31.3	-11.8	-29.9	-14.6	-35.6	-4.5	-35.7	-14.6	-29.5	-11.8	-31.3	-12.5	-31.0	-12.1	-30.6	-12.9	-32.5	-9.4	-29.2	-31.7	-4.1
	F2	7.3	-31.2	5.0	-30.6	6.8	-31.9	3.9	-26.3	15.3	-46.2	15.4	-26.3	3.2	-31.8	6.7	-30.4	6.1	-31.2	5.4	-29.7	9.2	-36.6	2.6	7.5	-46.9
8		0.48	-0.23	0.32	-0.12	0.31	-0.19	0.24	-0.01	0.58	-0.63	0.58	-0.01	0.22	-0.18	0.32	-0.14	0.30	-0.16	0.29	-0.13	0.35	-0.25	0.27	0.64	-0.62
9	F1	-24.0	-11.1	-21.1	-13.1	-20.9	-11.9	-19.6	-15.0	-25.7	-3.9	-25.8	-15.0	-19.2	-12.0	-21.1	-12.7	-20.7	-12.4	-20.6	-12.9	-21.7	-10.8	-20.1	-26.9	-4.1
	F2	2.0	-23.5	-3.8	-19.7	-4.2	-22.0	-6.7	-15.8	5.4	-37.9	5.5	-15.8	-7.5	-21.8	-3.7	-20.3	-4.5	-21.0	-4.8	-20.0	-2.6	-24.1	-5.7	7.7	-37.5
10		-0.51	0.34	-0.87	0.98	-1.12	0.96	-1.24	1.19	-0.69	0.23	-0.68	1.20	-1.29	1.03	-1.18	1.11	-1.24	1.08	-1.19	1.04	-1.07	0.83	-0.96	1.03	-1.17
11	F1	-5.9	-21.5	0.4	-33.2	5.0	-32.7	7.3	-36.9	-2.7	-19.5	-2.9	-37.1	8.1	-34.0	6.1	-35.4	7.2	-34.9	6.4	-34.1	4.1	-30.4	2.2	-34.0	6.0
	F2	-33.7	-3.1	-46.3	20.1	-55.3	19.1	-59.8	27.4	-40.2	-7.0	-39.8	27.8	-61.6	21.8	-57.6	24.4	-59.6	23.4	-58.1	21.9	-53.6	14.5	-49.8	21.6	-57.2
12		-1.28	0.76	-2.05	1.93	-2.56	1.80	-2.73	2.20	-1.85	0.60	-1.83	2.21	-2.81	1.92	-2.61	2.04	-2.71	2.00	-2.62	1.91	-2.55	1.81	-2.16	1.31	-1.28
13		0.00	1.62	-1.18	1.91	-1.18	1.91	-1.18	1.91	-1.18	1.63	-1.18	1.91	-1.18	1.91	-1.18	1.91	-1.18	1.91	-1.18	1.91	-1.18	1.91	-1.18	0.00	0.00
14		-1.28	2.38	-3.23	3.84	-3.74	3.71	-3.91	4.11	-3.03	2.23	-3.01	4.13	-3.99	3.83	-3.79	3.95	-3.89	3.91	-3.80	3.82	-3.73	3.72	-3.34	1.31	-1.28

D1 = DISTANCIA A LA UBICACIÓN DEL MOMENTO ENTRE DOS NODOS, DE IZQ. A DER., EN [M].

RESUMEN DEL ANALISIS POR FLEXIÓN DE LAS VIGAS DE LA LOSA POSTENSADA

NODO	1	2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13			
BARRA	1	Δ	2	Δ	3	Δ	4	Δ	5	Δ	6	Δ	7	Δ	8	Δ	9	Δ	10	Δ	11	Δ	12				
CLARO[M]	7.00		9.20		9.20		9.20		7.00		9.20		9.20		9.20		9.20		9.20		9.20		4.00				
SECCION	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y		
RESUMEN DE MOMENTOS FACTORIZADOS EN APOYOS Y CENTRO DE CLAROS PARA RESISTENCIA ULTIMA [TON-M]																											
VIGA																											
1	-1.28	2.44	-3.23	3.84	-3.74	3.61	-3.94	4.11	-3.03	2.23	-3.02	4.13	-3.99	3.83	-3.79	3.94	-3.90	3.92	-3.73	3.70	-3.73	3.73	-3.42				
2 Y 3	-0.96	2.19	-2.97	3.55	-3.24						-1.29	2.45	-3.21	3.83	-3.83	3.84	-3.81	3.92	-3.88	3.93	-3.73	3.70	-3.85	3.94	-2.85	0.77	-0.03
2 Y 4	-0.96	2.19	-2.97	3.55	-3.24						0.00	0.58	-3.08	3.77	-3.79	3.81	-3.80	3.91	-3.90	3.93	-3.73	3.70	-3.85	3.95	-2.82	0.55	-0.06
5	-1.28	2.38	-3.23	3.84	-3.74	3.71	-3.91	4.11	-3.03	2.23	-3.01	4.13	-3.99	3.83	-3.79	3.95	-3.89	3.91	-3.80	3.82	-3.73	3.72	-3.34	1.31	-1.28		

MOMENTOS ESTANDARIZADOS PARA DISEÑO POR RESISTENCIA ULTIMA [TON-M]																											
SECCION	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y		
TIPO	1	3	2	4	2	4	2	4	2	3	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	5	1		
VIGA																											
1	-1.30	2.45	-3.99	4.13	-3.99	4.13	-3.99	4.13	-3.99	2.45	-3.99	4.13	-3.99	0.00	-3.99	0.00	-3.99	0.00	-3.99	4.13	-3.99	4.13	-3.99	1.31	-1.30		
2 Y 3	-1.30	2.45	-3.99	4.13	-3.99						-1.29	2.45	-3.99	4.13	-3.99	0.00	-3.99	0.00	-3.99	0.00	-3.99	4.13	-3.99	4.13	-3.99	1.31	-1.30
2 Y 4	-1.30	2.45	-3.99	4.13	-3.99						0.00	0.58	-3.99	4.13	-3.99	0.00	-3.99	0.00	-3.99	0.00	-3.99	4.13	-3.99	4.13	-3.99	1.31	-1.30
5	-1.30	2.45	-3.99	4.13	-3.99	4.13	-3.99	4.13	-3.99	2.45	-3.99	4.13	-3.99	0.00	-3.99	0.00	-3.99	0.00	-3.99	4.13	-3.99	4.13	-3.99	1.31	-1.30		

TIPO	Mu [TON-M]		SECCIONES
	POSITIVO	NEGATIVO	
1		-1.30	A, Y
2		-3.99	C,E,G, I, K,M,O,Q,S,U,W
3	2.45		B, J
4	4.13		D,F,H,L,N,P,R,T,V
5	1.31		X

Los esfuerzos resultan aceptables tanto para el estado inicial, cuando se aplica la carga de preesfuerzo inicial, como para los estados finales de servicio, sin sobrecargas y con las cargas máximas.

Aunque para las condiciones máximas bajo cargas de servicio, los esfuerzos rebasan el esfuerzo admisible de tensión en los claros 4 (+ 27.40 kg/cm²) y 6 (+ 27.80 kg/cm²) de las vigas 1 y 5, el comportamiento de la losa será adecuado debido a que se hará uso de acero de refuerzo adherido mínimo para absorber la tensión en exceso para evitar cualquier agrietamiento bajo las condiciones de servicio, además de garantizar la resistencia de las secciones bajo cargas factorizadas.

Para calcular la resistencia a flexión de las secciones críticas se diseñará considerando la influencia del preesfuerzo con un factor de carga unitario, sin ninguna redistribución de momentos. Los momentos factorizados para diseño (Mu) así obtenidos en el análisis se estandarizan para facilitar tanto el diseño como la construcción, al proporcionar armado uniformizado. Este arreglo se lleva a cabo en forma tabular en el resumen del análisis por flexión de las vigas de la losa postensada.

A partir del resumen final por flexión se definen los siguientes valores, con los que se diseñará la resistencia de las nervaduras de la losa:

TIPO	Mu [TON-M]		SECCIONES
	POSITIVO	NEGATIVO	
1		-1.30	A, Y
2		-3.99	C, E, G, I, K, M, O, Q, S, U, W
3	2.45		B, J
4	4.13		D, F, H, L, N, P, R, T, V
5	1.31		X

4.7.6. Fuerza cortante.

Para el análisis de las nervaduras por fuerza cortante se considera la fuerza cortante máxima producida por las diferentes combinaciones de la carga viva y por la acción de las cargas muertas, en este caso no se incluye ninguno de los estados de carga considerados para el caso de flexión, y el diseño se basará en la determinación de la resistencia a fuerza cortante para el estado de carga última.

El efecto de las cargas reactivas inducidas por el preesfuerzo se considera en este caso afectado por un valor de factor de carga unitario que se superpone con el valor de las cargas externas factorizadas con 1.40.

ANÁLISIS PARA RESISTENCIA A FUERZA CORTANTE	
ESTADO DE ANALISIS	DESCRIPCIÓN DE LAS CARGAS DEL ANÁLISIS.
1	Efectos por peso propio y carga muerta. $w_m = 272 \text{ kg/m.}$
2	Efectos máximos por carga viva máxima. $w_v = 200 \text{ kg/m.}$
3	Efecto de la carga de reglamento. $w_r = 32 \text{ kg/m.}$
4	Fuerza cortante máxima factorizada: $1.4 (w_m + w_v.\text{máx} + w_r)$
5	Efecto de la carga de preesfuerzo $w_{ps} = W_{bal}$, (para la fuerza de preesfuerzo efectivo $P_e = 14\,057 \text{ kg}$)
6	Fuerza cortante para diseño por resistencia última: $V_u = 1.4 (w_m + w_v.\text{máx} + w_r) + 1.0 W_{bal}$

Para fines de diseño, se considera la fuerza cortante que actúa en el paño de los apoyos cuyo ancho es 100 cm para apoyos interiores y 75 cm para apoyos extremos.

De las fuerzas cortantes últimas en cada claro se obtiene el efecto máximo para cada viga, de éstos últimos se deriva el valor máximo que se considera el más desfavorable para diseño.

En la Tabla: Análisis por Fuerza Cortante en las vigas de la losa postensada, se presenta la variación de la fuerza cortante a lo largo de cada claro de las vigas analizadas para los estados 4, 5, y 6 del análisis global por fuerza cortante.

Las secciones de análisis 1 y 5 están en el paño de la cara de los apoyos, las secciones 2 y 4 están a aproximadamente a un cuarto de cada claro y la sección 3 está aproximadamente al centro de cada claro (ver figura 4.5).

En la Tabla: Resumen del análisis por fuerza cortante en los apoyos de las vigas de la losa postensada, se presentan los valores de la fuerza cortante máxima de cada claro en cada una de las vigas de acuerdo a las secciones en el elemento ya mencionadas.

Estos valores se tomarán de manera estandarizada en los claros para simplificar la revisión y diseño por cortante de las secciones de concreto, en cada apoyo se toma el cortante mayor de los valores en las barras que llegan a él; aunque este no es un procedimiento que produzca economía sustancial, compensará este objetivo del diseño al simplificar los armados durante la construcción.

**ANALISIS POR FUERZA CORTANTE EN LAS VIGAS DE LA LOSA POSTENSADA
FUERZAS CORTANTES FACTORIZADAS [TON]**

VIGA	BARRA	ESTADO	SECCIÓN EN LA BARRA				
			1 EJE	2 L/4	3 L/2	4 L/4	5 EJE
V1	1	4	2.54	1.50	-0.35	-1.50	-2.82
		5	-1.24	-0.57	0.11	0.78	1.45
		6	1.30	0.93	-0.24	-0.72	-1.37
	2	4	3.31	2.19	-0.13	-2.19	-3.44
		5	-1.44	-0.70	0.04	0.77	1.51
		6	1.87	1.49	-0.09	-1.42	-1.94
	3	4	3.40	2.09	-0.02	-2.09	-3.43
		5	-1.48	-0.74	-0.01	0.73	1.47
		6	1.92	1.34	-0.02	-1.36	-1.97
	4	4	3.52	2.26	0.09	-2.26	-3.30
		5	-1.49	-0.75	-0.01	0.72	1.46
		6	2.03	1.50	0.08	-1.53	-1.84
	5	4	2.77	1.39	0.00	-1.39	-2.77
		5	-1.75	-0.88	0.00	0.87	1.75
		6	1.02	0.52	0.00	-0.52	-1.02
	6	4	3.29	2.26	-0.09	-2.26	-3.53
		5	-1.46	-0.72	0.02	0.75	1.49
		6	1.83	1.54	-0.07	-1.50	-2.04
	7	4	3.47	2.13	0.02	-2.13	-3.40
		5	-1.48	-0.74	0.00	0.73	1.47
		6	2.00	1.39	0.01	-1.40	-1.93
	8	4	3.44	2.18	0.00	-2.17	-3.44
		5	-1.47	-0.74	0.00	0.74	1.47
		6	1.96	1.44	0.00	-1.44	-1.97
	9	4	3.45	2.16	0.02	-2.16	-3.44
		5	-1.46	-0.73	0.01	0.74	1.48
		6	1.99	1.43	0.02	-1.42	-1.95
	10	4	3.41	2.13	0.00	-2.13	-3.41
		5	-1.50	-0.77	-0.03	0.70	1.44
		6	1.90	1.36	-0.03	-1.43	-1.97

VIGA	BARRA	ESTADO	SECCIÓN EN LA BARRA				
			1 EJE	2 L/4	3 L/2	4 L/4	5 EJE
V1	11	4	3.29	2.02	0.24	-2.02	-3.47
		5	-1.19	-0.62	-0.04	0.53	1.11
		6	2.10	1.40	0.19	-1.49	-2.36
V2	1	4	2.45	1.43	-0.24	-1.43	-2.71
		5	-1.34	-0.66	0.02	0.70	1.39
		6	1.10	0.77	-0.22	-0.73	-1.33
	2	4	3.09	2.01	0.08	-2.01	-3.46
		5	-1.14	-0.56	0.01	0.59	1.16
		6	1.95	1.45	0.09	-1.42	-2.30
V3	1	4	2.54	1.50	-0.35	-1.50	-2.81
		5	-1.28	-0.60	0.09	0.77	1.45
		6	1.26	0.91	-0.26	-0.74	-1.36
	2	4	3.30	2.18	-0.13	-2.18	-3.46
		5	-1.44	-0.70	0.04	0.77	1.51
		6	1.86	1.48	-0.10	-1.41	-1.95
	3	4	3.45	2.13	0.02	-2.13	-3.41
		5	-1.48	-0.75	-0.01	0.73	1.46
		6	1.97	1.39	0.01	-1.40	-1.95
	4	4	3.44	2.17	-0.01	-2.17	-3.46
		5	-1.47	-0.74	0.00	0.74	1.47
		6	1.97	1.44	-0.01	-1.43	-1.99
5	4	3.46	2.17	0.01	-2.17	-3.43	
	5	-1.47	-0.73	0.01	0.74	1.48	
	6	1.99	1.44	0.02	-1.43	-1.96	
6	4	3.39	2.12	0.05	-2.12	-3.43	
	5	-1.49	-0.76	-0.02	0.71	1.45	
	6	1.90	1.36	0.02	-1.40	-1.98	
7	4	3.39	2.12	0.22	-2.12	-3.35	
	5	-1.23	-0.65	-0.08	0.50	1.07	
	6	2.16	1.46	0.14	-1.62	-2.28	

**ANALISIS POR FUERZA CORTANTE EN LAS VIGAS DE LA LOSA POSTENSADA
FUERZAS CORTANTES FACTORIZADAS [TON]**

VIGA	BARRA	ESTADO	SECCIÓN EN LA BARRA				
			1 EJE	2 L/4	3 L/2	4 L/4	5 EJE
V3	8	4	4.29	3.94	3.70	3.49	3.32
		5	-1.09	-1.09	-1.09	-1.09	-1.09
		6	3.19	2.84	2.60	2.39	2.22
V4	1	4	0.91	-0.45	-0.74	-1.34	-2.46
		5	-0.27	0.08	0.43	0.78	1.13
		6	0.65	-0.37	-0.30	-0.55	-1.32
	2	4	3.25	2.20	-0.18	-2.20	-3.47
		5	-1.40	-0.66	0.07	0.81	1.54
		6	1.85	1.53	-0.10	-1.39	-1.93
	3	4	3.46	2.12	0.14	-2.12	-3.39
		5	-1.49	-0.75	-0.02	0.72	1.45
		6	1.96	1.36	0.12	-1.40	-1.94
	4	4	3.43	2.17	-0.01	-2.17	-3.46
		5	-1.47	-0.73	0.00	0.74	1.48
		6	1.97	1.44	-0.01	-1.43	-1.99
	5	4	3.46	2.17	0.01	-2.17	-3.43
		5	-1.47	-0.73	0.00	0.74	1.48
		6	1.99	1.43	0.02	-1.43	-1.96
	6	4	3.39	2.12	0.05	-2.12	-3.43
		5	-1.49	-0.76	-0.02	0.71	1.45
		6	1.90	1.36	0.02	-1.40	-1.98
	7	4	3.39	2.12	0.22	-2.12	-3.35
		5	-1.23	-0.65	-0.08	0.50	1.07
		6	2.16	1.47	0.14	-1.62	-2.28
	8	4	4.10	3.75	3.50	-3.28	3.07
		5	-1.03	-1.03	-1.03	-1.03	-1.03
		6	3.07	2.72	2.47	-4.31	2.04
V5	1	4	2.53	1.50	-0.35	-1.50	-2.82
		5	-1.28	-0.60	0.09	0.77	1.45
		6	1.25	0.90	-0.26	-0.73	-1.37

VIGA	BARRA	ESTADO	SECCIÓN EN LA BARRA				
			1 EJE	2 L/4	3 L/2	4 L/4	5 EJE
V5	2	4	3.31	2.19	-0.13	-2.19	-3.44
		5	-1.44	-0.70	0.04	0.77	1.51
		6	1.87	1.49	-0.09	-1.42	-1.94
	3	4	3.40	2.09	-0.02	-2.09	-3.43
		5	-1.48	-0.74	-0.01	0.73	1.47
		6	1.92	1.34	-0.02	-1.36	-1.97
	4	4	3.52	2.26	0.09	-2.26	-3.30
		5	-1.49	-0.75	-0.01	0.72	1.46
		6	2.03	1.50	0.08	-1.53	-1.84
	5	4	2.77	1.39	0.00	-1.39	-2.77
		5	-1.75	-0.88	0.00	0.87	1.75
		6	1.02	0.52	0.00	-0.52	-1.02
	6	4	3.29	2.26	0.09	-2.26	-3.53
		5	-1.45	-0.72	0.02	0.75	1.49
		6	1.83	1.54	0.11	-1.50	-2.04
	7	4	3.47	2.13	0.02	-2.13	-3.40
		5	-1.48	-0.74	-0.01	0.73	1.47
		6	1.99	1.39	0.01	-1.40	-1.93
	8	4	3.43	2.18	0.00	-2.18	-3.46
		5	-1.47	-0.73	0.00	0.74	1.47
		6	1.96	1.44	0.00	-1.44	-1.99
	9	4	3.46	2.41	0.01	-2.17	-3.43
		5	-1.48	-0.74	-0.01	0.73	1.47
		6	1.98	1.67	0.01	-1.44	-1.97
	10	4	3.39	2.12	0.04	-2.12	-3.45
		5	-1.45	-0.71	0.02	0.76	1.49
		6	1.94	1.40	0.06	-1.36	-1.95
	11	4	3.39	2.12	0.04	-2.12	-3.45
		5	-1.56	-0.82	-0.09	0.65	1.39
		6	1.83	1.29	-0.05	-1.46	-2.06
	12	4	2.68	1.33	0.50	0.63	-1.05
		5	-0.61	-0.61	-0.61	-0.61	-0.61
		6	2.07	0.72	-0.11	0.02	-1.66

RESUMEN DEL ANALISIS POR FUERZA CORTANTE EN LOS APOYOS DE LAS VIGAS DE LA LOSA POSTENSADA

NODO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13											
BARRA	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12												
CLARO[M]	7.00	9.20	9.20	9.20	7.00	9.20	9.20	9.20	9.20	9.20	9.20	4.00												
SECCION	A	C	E	G	I	K	M	O	Q	S	U	W	Y											
FUERZA CORTANTE FACTORIZADA EN LOS APOYOS [TON]																								
VIGA																								
1	1.30	-1.37	1.87	-1.94	1.92	-1.94	2.03	-1.84	1.02	-1.02	1.83	-2.04	2.00	-1.93	1.96	-1.97	1.99	-1.95	1.90	-1.97	2.10	-2.36		
2 Y 3	1.10	-1.33	1.95	-2.30					1.26	-1.36	1.86	-1.95	1.97	-1.95	1.97	-1.99	1.99	-1.96	1.90	-1.98	2.16	-2.28	3.19	2.22
2 Y 4	1.10	-1.33	1.95	-2.30					0.65	-1.32	1.85	-1.93	1.96	-1.94	1.97	-1.99	1.99	-1.96	1.90	-1.98	2.16	-2.28	3.07	2.04
5	1.25	-1.37	1.87	-1.94	1.92	-1.97	2.03	-1.84	1.02	-1.02	1.83	-2.04	1.99	-1.93	1.96	-1.99	1.98	-1.97	1.94	-1.95	1.83	-2.06	2.07	-1.66
CORTANTES PARA DISEÑO EN LOS APOYOS DE LAS BARRAS																								
Vu (TON)	1.30	2.00	2.00	2.30	2.30	2.04	2.04	2.00	2.00	2.00	2.00	2.04	2.04	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.30	2.30	3.19	3.19	2.22
SECCION	A	C	E	G	I	K	M	O	Q	S	U	W	Y											

RESUMEN FINAL PARA DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

Vu [TON]	SECCIONES EN LOS APOYOS
1.30	A
2.00	C, I, K, Q, S
2.04	G, M
2.30	E, U
3.19	W
2.22	Y

Del procedimiento descrito, se deriva que las fuerzas cortantes para el diseño de las nervaduras de la losa son:

Vu [TON]	SECCIONES EN LOS APOYOS
1.30	A
2.00	C, I, K, Q, S
2.04	G, M
2.30	E, U
3.19	W
2.22	Y

4.7.7. Viga adicional.

Esta viga adicional en la losa tiene el objetivo de ser el apoyo directo en el nodo 1 de la Viga 4, que se interrumpe por el cubo de escaleras, y transferirá las acciones en esas nervaduras a la trabe del marco en el eje B y a las nervaduras 15 y 20. Su sección será la misma que el de las nervaduras de la losa, es decir de 25 x 20 cm.

La viga adicional es continua en dos claros de 2.20 m y en el análisis se considera con apoyos articulados (figura 4.6).

Las cargas que se consideran en este caso son:

a. Uniformemente repartidas:

- Peso propio, $w_o = (2400)(0.20)(0.25) = 120 \text{ kg/m}$

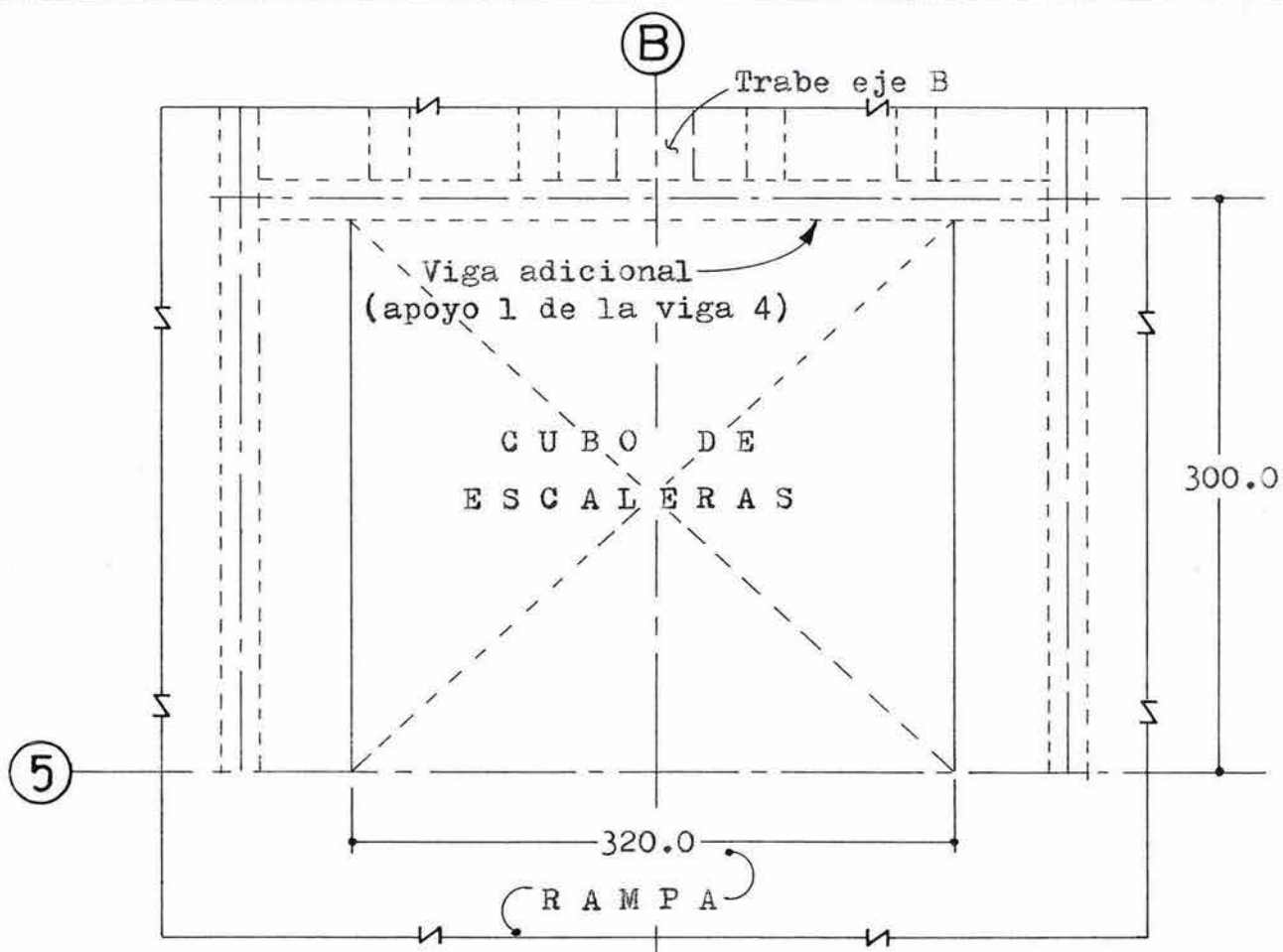
b. Concentradas, reacciones máximas en el nudo 1 de la Viga 4 con cargas muerta y viva máxima:

Reacción por carga muerta = 0.18 ton (obtenido del análisis de la Viga 4). Reacción por carga viva = 0.46 ton (obtenido del análisis de la Viga 4, Estado 4 de carga viva) Reacción por carga de reglamento = $(0.032/0.272) \times 0.18 = 0.022 \text{ ton}$

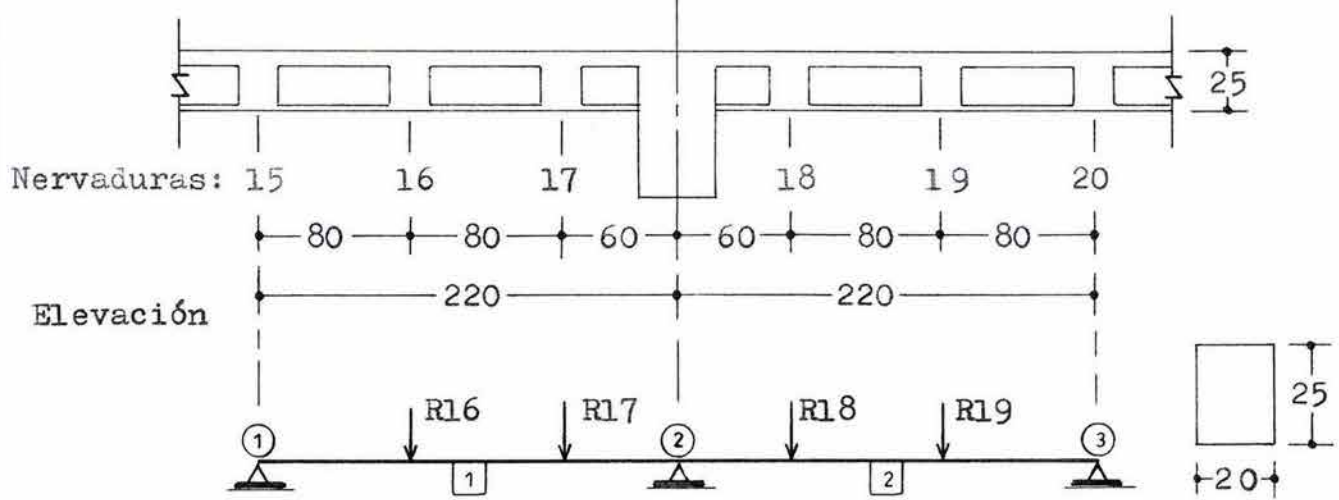
La carga concentrada máxima que se considera en este análisis será = $0.18 + 0.46 + 0.022 = 0.66 = 0.70 \text{ ton}$.

$$R_{16} = R_{17} = R_{18} = R_{19} = 0.70 \text{ ton. (de servicio)}$$

Con estas cargas se analiza la viga adicional con los datos de la tabla siguiente:



Planta



Nervaduras: 15 16 17 18 19 20

Elevación

Diagrama de cuerpo libre

Sección transversal

Acotaciones en: cm

FIG. 4.6. VIGA ADICIONAL DE TRANSFERENCIA DE CARGA.

Viga adicional. Apoyo 1 de las nervaduras 16 a 19 de la viga 4 de la losas de pisos

nodo	1	R16	R17	2	2	R18	R19	3
		A 0.8m del nodo 1	A 1.6m del nodo 1			A 0.8m del nodo 1	A 1.6m del nodo 1	
Cortantes	0.50	0.409	-0.38	-1.15	1.15	1.087	0.291	-0.50
		-0.29	-1.08			0.387	-0.40	
Vu	0.70	0.57	-1.52	-1.62	1.62	1.522	-0.57	-0.70
Momentos	0.000	0.366	0.094	-0.57	-0.57	0.094	0.366	0.000
Mu	0.000	0.512	0.132	-0.81	-0.81	0.132	0.512	0.000

Del análisis de la viga adicional con las cargas concentradas y uniforme, los momentos resultantes para diseño son los siguientes:

SECCION	Mu (ton-m)
Nodo 2 (sobre el eje B)	-0.811
A 0.80 m del nodo 1 y 3	0.512

Y la fuerza cortante máxima para diseño es:

$$Vu = 1.623 \text{ ton (en el nudo 2)}$$

Las nervaduras 15 y 20 no se ven afectadas de forma considerable por la viga adicional, sin embargo sus efectos se consideraran en el diseño.

El análisis para determinar los efectos en las nervaduras 15 y 20 considera a estas nervaduras continuas en dos claros, empotradas en el eje 5 (como realmente se encuentran) y en el eje 7, y con apoyo articulado en el eje 6.

La carga concentrada que se considera en este caso es: $R = 0.51\text{ton}$ (de servicio), que es la reacción obtenida del análisis de la viga adicional y que se considera como carga concentrada en el elemento 1 de la Viga 3 del sistema de piso, a 3.00 m del nodo 1 en las nervaduras 15 y 20 de la losa postensada.

La reacción de la viga adicional que se considera como carga concentrada en la trabe del marco eje B, entre los ejes 5 y 6, es: -2.318 ton (de servicio).

El análisis de estas consideraciones son los siguientes:

Viga 3 de las nervaduras 15 y 20 de la losa postensada.						
Eje	5		6			7
Nodo	1		2	2		3
Elemento		1			2	
Sección	I	J	K			
Cortante	0.355	0.355	-0.155	0.026	0.026	0.026
		-0.155				
Vu (ton)	0.497	0.497	-0.217	0.037	0.037	0.037
		A 3m del nodo 1			A 4.6m del nodo 2	
Momentos	-0.606	0.459	-0.162	-0.162	-0.040	0.081
Mu(ton-m)	-0.848	0.642	-0.227	-0.227	-0.057	0.113

Los resultados obtenidos de este análisis son los siguientes:

SECCION EN LAS NERVADURAS 15 y 20	Mu.2 (ton-m)	Vu.2 (ton)
I	- 0.848	0.497
J (a 3 m del eje 5)	0.642	0.217
K	- 0.217	0.217

Estos efectos se superponen a los obtenidos del análisis previo para las nervaduras **15** y **20** de la losa, considerándose para el diseño final los siguientes valores:

SECCION EN LAS NERVADURAS 15 Y 20	Mu (ton-m)	Vu (ton)
I	-1.29 - 0.848= - 2.138	1.26 + 0.497= 1.76
J (A 3m del eje 5)	2.45 + 0.642= 3.092	
K	-3.99 - 0.217= - 4.207	1.86 + 0.217= 2.07

Estos valores se consideran en forma separada del diseño general de las nervaduras de la losa postensada.

4.7.8. Cálculo de las deflexiones de las nervaduras de la losa postensada.

Los esfuerzos por flexión que se presentan en las secciones críticas bajo el estado máximo de cargas de servicio se consideran aceptables, aunque exceden ligeramente, en dos casos particulares, el esfuerzo de tensión permisible de 25.3 kg/cm^2 , sin embargo esto no significa que el desempeño de la losa sea bajo. El agrietamiento será mínimo y desaparece

cuando se retira la carga viva o cuando esta actúa con distribuciones menos desfavorables, por lo que la sección de concreto se mantiene homogénea. Por otra parte, mediante el uso de acero mínimo de refuerzo adherido se resistirán los esfuerzos de tensión en exceso y se controlará el agrietamiento cuando se presenten las condiciones críticas de la carga viva de servicio.

De lo expuesto en el párrafo anterior se justifica que para el cálculo de las deflexiones en las nervaduras de la losa se usen las propiedades de la sección total de concreto (figura 4.2) y sus características elásticas.

El cálculo preciso de las deflexiones por medio de un análisis detallado requeriría de métodos muy elaborados (como el de la generación de elementos finitos) en cada estado de carga particular. Por tal motivo las deflexiones se obtienen considerando tres casos generales correspondientes a vigas elásticas de un solo claro (figura 4.7).

El primer caso se considera para el cálculo de la deflexión producida por la carga de magnitud sostenida (carga muerta y cargas balanceadas por el preesfuerzo), la viga en este caso se considera perfectamente empotrada en sus extremos y la deflexión al centro del claro bajo cargas uniformemente repartidas será:

$$Dy1 = \frac{w L^4}{384 E_c I_c}$$

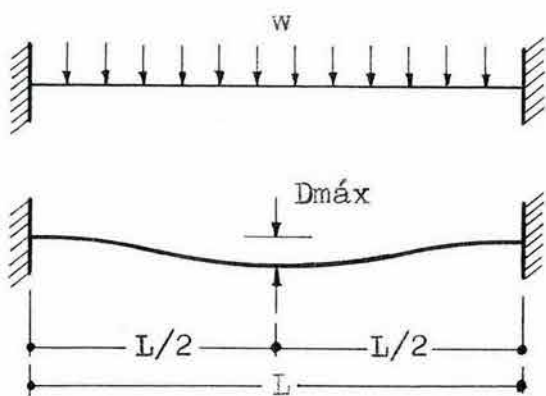
El segundo caso se considera para determinar la deflexión bajo la carga viva máxima. La deflexión máxima por carga viva se tiene cuando la carga solo actúa en el claro especificado y no en los contiguos. Para este caso el empotramiento de los extremos de la viga será de 50 %, y la deflexión al centro del claro bajo cargas uniformemente repartidas en este caso será:

$$Dy2 = \frac{w L^4}{128 E_c I_c}$$

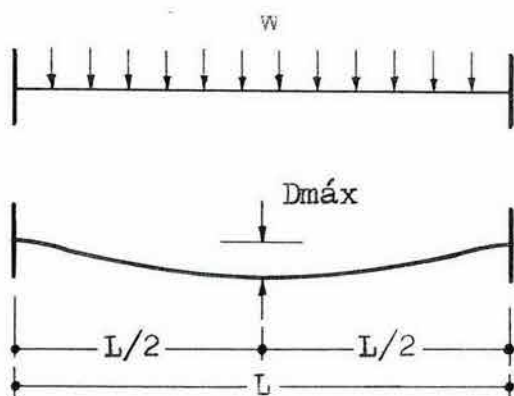
El tercer caso se considera en particular para el elemento 1 de la Viga 4, considerando una viga con un apoyo empotrado y otro articulado, que se usa para calcular la deflexión debida tanto a la carga muerta como a las cargas viva y balanceada por el preesfuerzo. En este caso la deflexión máxima será aproximadamente:

$$Dy3 = \frac{w L^4}{183 E_c I_c}$$

y ocurre a 0.564 L del apoyo empotrado.

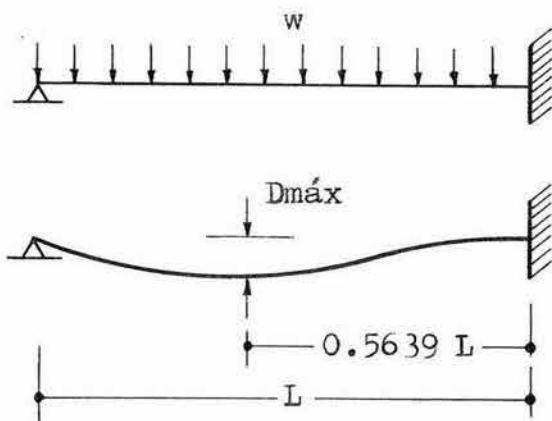


$$D_{máx} = \frac{w L^4}{384 E_c I_c}$$



$$D_{máx} = \frac{w L^4}{128 E_c I_c}$$

Apoyos con 50 %
de fijación



$$D_{máx} = \frac{w L^4}{183 E_c I_c}$$

FIG. 4.7. VIGAS ELASTICAS PARA CALCULO DE DEFLEXIONES

En las tres expresiones anteriores se consideran los valores siguientes:

$$E_c = 221\,359.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_c = 46\,245.87 \text{ cm}^4$$

L = claro libre entre paños de apoyo.

En este análisis se considera que las deflexiones son positivas cuando producen curvaturas que generan esfuerzos de tensión en la cara superior del elemento y las deflexiones negativas son aquellas que producen esfuerzos de compresión en la misma cara.

El efecto del preesfuerzo en las deflexiones se considera como un sistema de cargas reactivas uniformemente distribuidas, tomando en cuenta la influencia de las deformaciones debidas al flujo plástico en el concreto por la acción de cargas sostenidas.

Los efectos del flujo plástico del concreto se determinan para un tiempo de 1 mes, y 1 y 5 años.

El coeficiente de escurrimiento plástico correspondiente a un tiempo cualquiera se obtiene con la siguiente expresión:

$$C_t = \frac{t^{0.60}}{10 + t^{0.60}} C_u$$

donde t es el tiempo en días y Cu es el coeficiente de flujo plástico que se define por la relación de la deformación por escurrimiento plástico, a través de un tiempo, entre la deformación inicial elástica, cuando empieza a trabajar el concreto. Para este caso, y de acuerdo con las recomendaciones se considera Cu = 2.40 por tratarse de concreto clase 1.

Para los tiempos de 30, 365, y 1825 días los valores del coeficiente Ct son 1.044, 1.860 y 2.160 respectivamente.

En el cálculo se consideran las siguientes cargas:

- carga muerta, $w_m = - 272.00 \text{ kg/m}$
- carga viva, $w_v = - 200.00 \text{ kg/m}$
- carga viva media = - 32.00 kg/m
- cargas reactivas debidas a $P_i = 17\,039 \text{ kg}$
- cargas reactivas debidas a $P_e = 14\,057 \text{ kg}$

Las deflexiones se obtienen para cada carga en forma independiente y los valores se superponen para definir los efectos totales.

Los efectos de larga duración debidos a la fuerza de preesfuerzo efectivo después de las pérdidas se calculan como la suma de las deflexiones iniciales más los cambios debidos a la reducción del preesfuerzo y los debidos al flujo plástico del concreto.

La deflexión final del elemento bajo la acción de P_e , es:

$$D = D_{Pe} + \frac{D_{Pi} + D_{Pe}}{2} C_t$$

Las deflexiones producidas por las cargas de servicio actuando sobre las nervaduras de la losa son las siguientes:

D_m = deflexión por carga muerta.

D_v = deflexión por carga viva máxima.

D_{vm} = deflexión por carga viva media, $((32 D_v)/200) = 0.16 D_v$.

D_{pi} = deflexión debida a la carga equilibrada por el preesfuerzo inicial P_i .

D_{Pe} = deflexión debida a la carga equilibrada por el preesfuerzo efectivo P_e , $(0.825 D_{Pi})$.

D_{m.30} = deflexión adicional por flujo plástico debida a la acción sostenida de la carga muerta en un tiempo de 30 días = $1.044 D_m$.

D_{m.365} = deflexión adicional por flujo plástico debida a la acción sostenida de la carga muerta en un tiempo de 365 días = $1.860 D_m$.

D_{vm.365} = deflexión adicional por flujo plástico debida a la acción de la carga viva media sostenida en un tiempo de 365 días = $1.860 D_{vm}$.

D_{m.1825} = deflexión adicional por flujo plástico debida a la acción sostenida de la carga muerta en un tiempo de 1825 días = $2.16 D_m$.

D_{vm.1825} = deflexión adicional por flujo plástico debida a la acción de la carga viva media sostenida en un tiempo de 1825 días = $2.16 D_{vm}$.

El análisis en conjunto de las deflexiones incluye la determinación de la deflexión total para los tiempos considerados, 30 días, 365 días y 1825 días de acuerdo con la siguiente disposición de los datos.

Deflexión de servicio en un tiempo de 30 días:

$$D_1 = D_{Pe} + \frac{D_{Pi} + D_{Pe}}{2} 1.044 - D_m - D_{m.30}$$

Deflexión de servicio en un tiempo de 365 días:

$$D_2 = D_{Pe} + \frac{D_{Pi} + D_{Pe}}{2} 1.860 - D_m - D_{m.365} - D_v - D_{vm.365}$$

Deflexión de servicio en un tiempo de 1825 días:

$$D_3 = D_{Pe} + \frac{D_{Pi} + D_{Pe}}{2} 2.160 - D_m - D_{m.1825} - D_v - D_{vm.1825}$$

Los cálculos se realizan para cinco casos generales en las nervaduras continuas de la losa postensada:

Claro extremo, $L = 8.20$ m (a ejes 9.20 m), $w_{bal.Pi} = 315$ kg/m.

Claro central, $L = 8.20$ m (a ejes 9.20 m), $w_{bal.Pi} = 396$ kg/m.

Claro extremo, $L = 6.00$ m (a ejes 7.00 m), $w_{bal.Pi} = 499$ kg/m.

Claro central, $L = 6.00$ m (a ejes 7.00 m), $w_{bal.Pi} = 644$ kg/m.

Claro extremo, $L = 3.75$ m (a ejes 4.00 m), $w_{bal.Pi} = 388$ kg/m.

para definir el claro libre se considera que las trabes de apoyo de la losa tienen un patín de 100 cm de ancho por lo que el claro a ejes se reduce 1.00 m en los 4 primeros casos, y 0.50 m en el caso ultimo.

Los resultados se presentan en el resumen siguiente:

CÁLCULO DE LAS DEFLEXIONES ELÁSTICAS [cm]					
PARAMETRO	CLARO EXT 820 CM	CLARO INT 820 CM	CLARO EXT 600 CM	CLARO INT 600 CM	CLARO EXT 350 CM
Dm	-0.3128	-0.3128	-0.0897	-0.0897	-0.0218
Dv	-0.6901	-0.6901	-0.1978	-0.1978	-0.0160
Dvm	-0.1104	-0.1104	-0.0317	-0.0317	-0.0026
Dpi	0.3362	0.4556	0.1646	0.2125	0.0310
Dpe	0.2990	0.3759	0.1358	0.1753	0.0255
Dm.30	-0.3266	-0.3266	-0.0936	-0.0936	-0.0227
Dm.365	-0.5819	-0.5819	-0.1668	-0.1668	-0.0405
Dvm.365	-0.2054	-0.2054	-0.0589	-0.0589	-0.0048
Dm.1825	-0.6757	-0.6757	-0.1937	-0.1937	-0.0417
Dvm.1825	-0.2385	-0.2385	-0.0684	-0.0684	-0.0055
D1	-0.0088	0.3867	0.1093	0.1944	0.0105
D2	-0.5239	-0.6410	-0.0980	0.0227	0.0069
D3	-0.9320	-0.6431	-0.0893	0.0445	0.0015

En este resumen también se incluye la deflexión de las vigas considerando que sean como la del tipo 3 de la Figura 4.7 para el caso de los claros libres de 8.20 y 6.00 m.

Los valores obtenidos se comparan con el limite recomendado por la norma para miembros cuyo desplazamiento pueda afectar a elementos no estructurales, este límite en el caso de los claros de 8.20 m es:

$$D.lim = \frac{L}{480} + 0.30 = \frac{820}{480} + 0.30 = - 2.0083 \text{ cm}$$

para los claros de 6.00 m es de - 1.5500 cm, y para el claro de 3.50 m, - 1.0292 cm. Con estos valores limite, las deflexiones calculadas resultan bastante aceptables en las tres etapas consideradas (D1, D2 y D3).

Los efectos del acortamiento elástico axial debido a la fuerza de compresión se absorben instantáneamente y resulta ser mínimos y no afectan ninguno de los cálculos efectuados, sin embargo puede calcularse dicho acortamiento por medio de la teoría elástica. La deformación axial elástica puede obtenerse mediante la ley de Hooke:

$$\Delta = \frac{f_c L}{E_c}$$

donde f_c es el esfuerzo axial en la sección total de concreto considerando la fuerza de preesfuerzo efectivo ($14\ 057 \text{ kg} / 920.0 \text{ cm}^2 = 15.28 \text{ kg/cm}^2$). Para una longitud de nervadura igual a 100.80 m la deformación axial sería:

$$\Delta = \frac{(15.3)(10\ 080)}{221\ 359.4} = - 0.696 \text{ cm}$$

que es la deformación inmediata después de aplicar el preesfuerzo, si se aplica el coeficiente de escurrimiento plástico para un tiempo de 5 años el acortamiento axial debe determinarse considerando también el acortamiento debido a la fuerza de preesfuerzo inicial:

$$\Delta_{1825} = - 0.696 - \frac{0.844 + 0.696}{2} \cdot 2.16 = - 2.36 \text{ cm}$$

Este acortamiento de la losa postensada no es de consideración práctica comparado con las dimensiones del edificio y no tendrá afectación significativa en el comportamiento general de la estructura.

4.8. Rampas de entrepisos.

4.8.1. Consideraciones para el análisis.

Debido a las características del proyecto las rampas que se piensa iniciarán en el Eje 3 y llegarán al siguiente nivel en el Eje 5 (figura 4.8) tendrían una pendiente de 16.3 % (300/1840), sin embargo para proporcionar la pendiente correcta de 15 % será necesario prolongar la rampa 1.60 m después del Eje 5 con lo cual se afecta ligeramente a la trabe de ese eje, pero se solucionará este imprevisto deprimiendo las trabes (aprox. 24 cm) del eje 5 en el ancho de las rampas, lo que quiere decir que estas trabes tendrán una forma quebrada para permitir el paso de la pendiente de las rampas pero tal modificación ocasiona afectaciones que son mínimas y se pueden estimar.

Las losas de las rampas se diseñarán igual que las losas de piso, para trabajo en una dirección y con el mismo peralte. La carga muerta a soportar en este caso es mayor debido a los firmes para proporcionar la pendiente de diseño y a los muretes y guarniciones de concreto.

Las nervaduras de la losa de rampas son de 20 X 25 cm, con una capa de compresión de 7 cm, la separación entre ellas en este caso se propone de 71 cm a ejes y la sección transversal adoptada contiene 12 nervaduras con un ancho de 20 cm y una nervadura (nervadura 7) de 40 cm al centro, en un ancho total de 8.92 m (figura 4.8).

En esta losa también se usará el revestimiento inferior para el material a ligeramente, el peso del revestimiento se considera en el peso propio de la losa rampa.

Por facilidad el análisis se realiza considerando una viga completamente horizontal, continua en dos claros simétricos de 9.32 m a ejes (entre ejes 3-4 y entre ejes 4-5), cuya sección es la sección transversal total de la losa con un ancho de 8.92 m y con las características geométricas de la sección total (figura 4.8). La viga continua se supone empotrada en los apoyos extremos, y articulada en el apoyo central (figura 4.9).

Las cargas por unidad de longitud, en un ancho de 8.92 m, que se consideran en este caso son:

Peso propio, $w_o = 3076.00 \text{ kg/m}$ (344.8 kg/m^2).

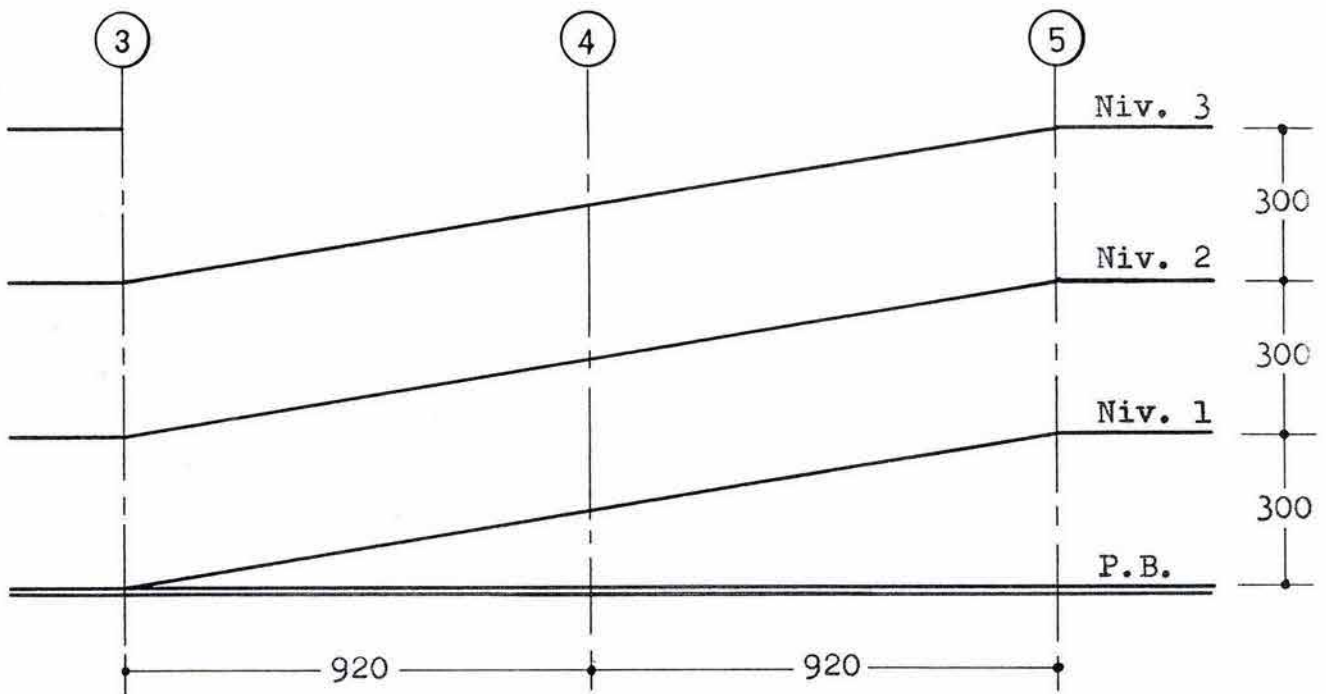
Carga muerta, $w_m = 2025.00 \text{ kg/m}$ (227 kg/m^2).

La sobre carga muerta incluye tres muretes divisorios de 60 cm de altura por 15 cm de espesor en toda la longitud de la rampa ($0.60 \times 0.15 \times 2400 \times 3 = 648 \text{ kg/m}$), un firme de 5 cm para proporcionar la pendiente de proyecto y el grabado antiderrapante ($0.05 \times 8.92 \times 2200 \text{ kg/m}^3 = 981 \text{ kg/m}$), y 4 banquetas o guarniciones de 15 cm de peralte por 30 cm de ancho ($0.15 \times 0.30 \times 2200 \text{ kg/m}^3 \times 4 = 396 \text{ kg/m}$).

Carga por R.C.D.F.: $w_r = (40) (8.92) = 357.00 \text{ kg/m}$ (40 kg/m^2).

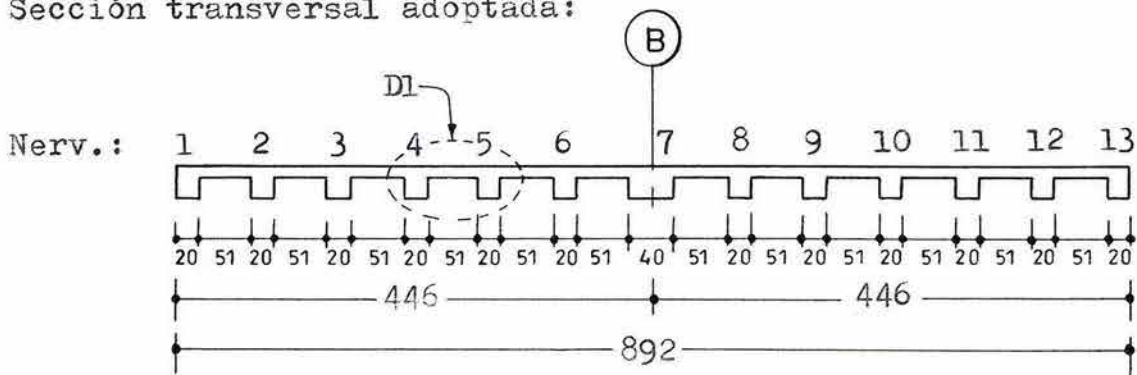
Carga viva máxima: $w_v = (250) (8.92) = 2230.00 \text{ kg/m}$ (250 kg/m^2).

Carga viva media: $w_{vm} = (40) (8.92) = 356.80 \text{ kg/m}$ (40 kg/m^2).

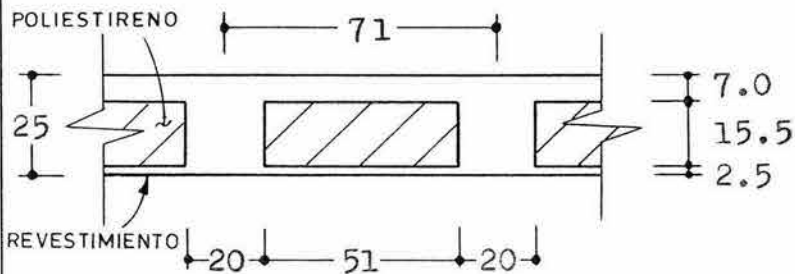


Elevación longitudinal.

Sección transversal adoptada:



Detalle D1



Acotaciones en: cm

Propiedades de la sección transversal total:

$$\begin{aligned}
 A_c &= 11\,284 \text{ cm}^2 \\
 I_c &= 597\,342.57 \text{ cm}^4 \\
 c_1 &= 9.1 \text{ cm} \\
 c_2 &= 15.9 \text{ cm} \\
 S_1 &= 65\,642.04 \text{ cm}^3 \\
 S_2 &= 37\,568.71 \text{ cm}^3 \\
 w_o &= 3\,076 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

FIG. 4.8. LOSA POSTENSADA PARA LAS RAMPAS QUE UNEN LOS PISOS.

4.8.2. Preesfuerzo en las losas de rampas.

La fuerza de preesfuerzo en la losa de rampas se determina para una carga propuesta, que se equilibra con la acción reactiva del tendón. La traza del tendón de preesfuerzo será parabólica, y la carga a ser balanceada se elige tomando en cuenta que la sobrecarga muerta es casi igual al peso propio, en este caso:

$$w_{bal} = 1.22 w_o = 1.22 (3\ 076) = 3\ 752 = 3\ 750 \text{ kg/m}$$

Para la determinación de la traza de preesfuerzo se utilizará como longitud de claro el correspondiente a la distancia libre entre apoyos, las traveses de apoyo de la losa rampa tendrán una sección transversal T con un ancho de patín de 100 cm y un ancho del alma de 50 cm, para la traza del tendón de preesfuerzo se considerará que el ancho del apoyo es de 50 cm, por lo que la longitud del claro en cada caso se reduce 25 cm en cada uno de sus extremos.

Así las trazas parabólicas del tendón de preesfuerzo se consideran de esta forma entre los paños de los apoyos y entre dos trazas de los claros continuos se considera el tendón recto para cruzar el ancho del apoyo intermedio.

Para determinar la flecha de la parábola de la traza de preesfuerzo (figura 4.9), se considera que el eje del tendón coincide con el centro de gravedad de la sección de concreto en el paño del apoyo extremo empotrado (a 25 cm del eje), tiene un recubrimiento inferior de 3 cm en el centro de los claros y coincide con el paño superior de la nervadura, justamente en el paño de la trabe del eje de apoyo interior (25 cm antes del eje). De esta manera se define que el claro de la parábola del tendón de preesfuerzo es: $9.32 - 0.25 - 0.25 = 8.82 \text{ m}$. De acuerdo con estas consideraciones, la flecha de la parábola de preesfuerzo en cada claro de la viga es:

$$Y_p = 15.9 + \frac{9.1}{2} - 3 = 17.45 = 17 \text{ cm}$$

La fuerza de preesfuerzo efectivo P_e que se requiere para estas condiciones es:

$$P_e = \frac{w_{bal} L^2}{8 Y_p} = \frac{(3750) (8.82)^2}{8 (0.17)} = 214\ 501 \text{ kg}$$

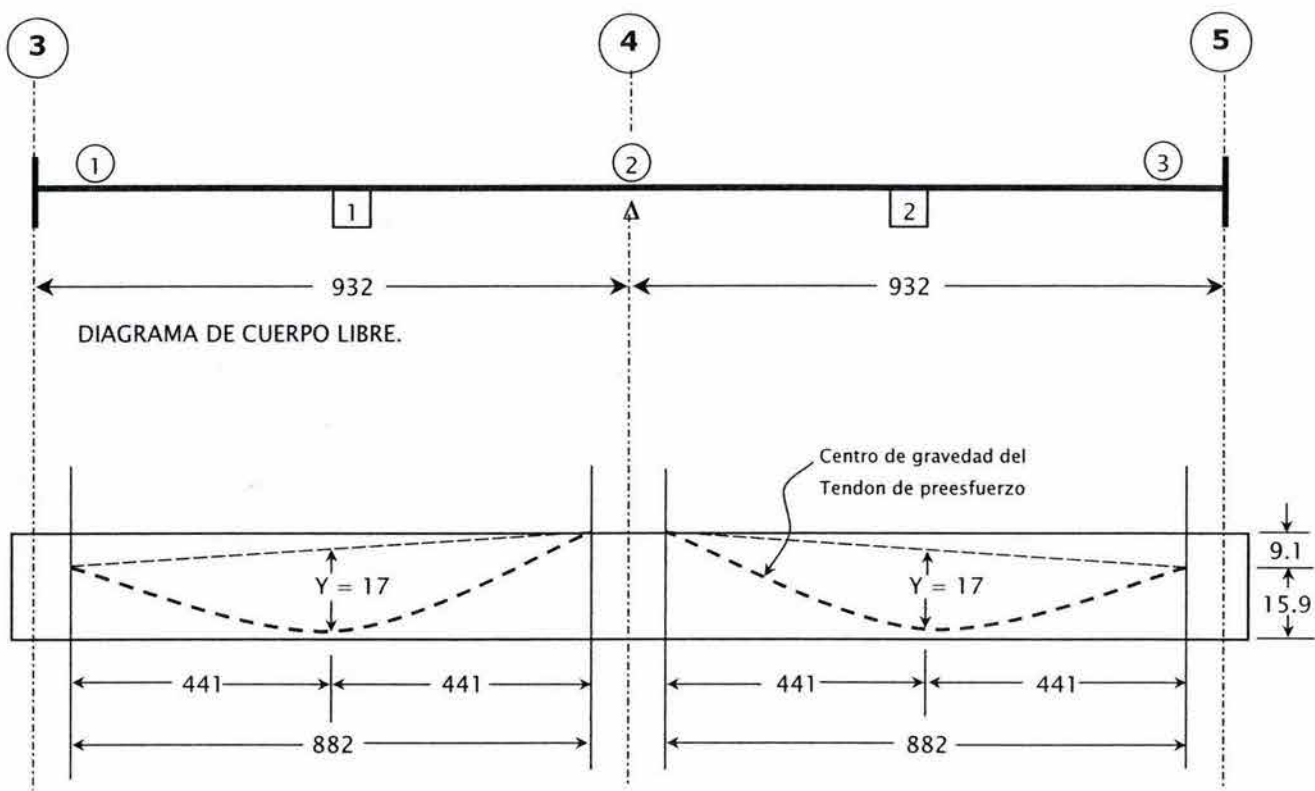
La compresión promedio en la sección de concreto cuando actúa P_e resulta de:

$$\frac{F}{A_c} = \frac{214501}{11\ 284} = - 19.00 \text{ kg/cm}^2$$

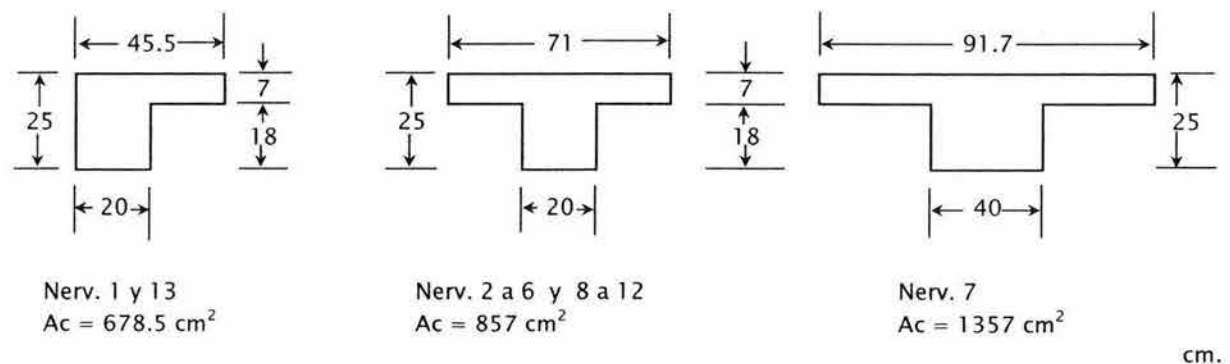
la cual esta dentro del rango deseable:

$$- 14 \text{ kg/cm}^2 < - 19.00 \text{ kg/cm}^2 < - 35 \text{ kg/cm}^2.$$

Las pérdidas de preesfuerzo se consideran como el 17.50 % de la fuerza de preesfuerzo inicial



TRAZAS PARABOLICAS PARA EL PREESFUERZO.



SECCIÓN TRANSVERSAL DE LAS NERVADURAS INDIVIDUALES.

FIG. 4.9. VIGA CONTINUA PARA EL ANALISIS DE LA LOSA DE RAMPA.

Pi, igual que en las losas del sistema de pisos, por lo que:

$$P_i = \frac{214\,501}{0.825} = 260\,001 \text{ kg}$$

Para suministrar la fuerza de preesfuerzo efectivo, a las nervaduras de la losa de rampas, se usarán torones de 0.50" de diámetro, cuya capacidad individual, después de ocurridas las pérdidas, es de: 10 800 kg.

y el número de torones requeridos en este caso son:

$$N_t = \frac{214501}{10\,800} = 19.86 = 20.00 \text{ torones}$$

La fuerza de preesfuerzo requerida se aplicará a la losa en conjunto y el total de torones se distribuyen de la siguiente manera:

Nervadura.	Número de torones.
1	1
2	2
3	1
4	2
5	1
6	2
7	2
8	2
9	1
10	2
11	1
12	2
13	1
Σ =	20

Los efectos del preesfuerzo se revisarán para las condiciones inicial y final de servicio, por lo que es necesario analizar la viga con la carga equivalente que produce la fuerza de preesfuerzo inicial y para aquella que produce la fuerza de preesfuerzo efectivo. Las cargas reactivas debidas al preesfuerzo, con las cuales se realizará el análisis, son entonces:

$$w_{bal.P_i} = 4\,545 \text{ kg/m.}$$

$$w_{bal.P_e} = 3\,750 \text{ kg/m.}$$

4.8.3. Expresiones para ubicar la posición del tendón en las trazas de preesfuerzo.

Para definir los momentos primarios y derivar los momentos secundarios producidos por el preesfuerzo se usaran las siguientes expresiones que proporcionan la ubicación del centroide de las trazas parabólicas en los claros de la losa de rampas:

- claro izquierdo

$$\begin{aligned} Y_p &= 17 \text{ cm} \\ L &= 882 \text{ cm} \\ X &= 441 \text{ cm} \\ 4P &= 11\,440.0588 \end{aligned}$$

$$Y = \frac{(X - 441)^2}{11\,440.0588} + \left(X - \frac{441}{2}\right) - (17 - 15.9)$$

- claro derecho

$$\begin{aligned} Y_p &= 17 \text{ cm} \\ L &= 882 \text{ cm} \\ X &= 441 \text{ cm} \\ 4P &= 11\,440.0588 \end{aligned}$$

$$Y = \frac{(X - 441)^2}{11\,440.0588} - (X - 441) \left(\frac{9.1}{882}\right) + 3$$

Igual que para la traza de preesfuerzo en las nervaduras de piso, en este caso X se sustituye en centímetros considerada de izquierda a derecha y el resultado para Y queda expresado también en centímetros definido a partir de la cara inferior de las nervaduras. La coordenada X inicia a partir del paño de la trabe de apoyo hasta que X = L, y el tramo que une las dos parábolas será recto a través del ancho del apoyo.

4.8.4. Carga viva.

El análisis de la losa rampa considera los valores más desfavorables obtenidos de la carga viva (2 230 kg/m) actuando en:

- Ambos claros (para obtener los momento negativos máximos).
- Claros individuales (para obtener los momentos positivos máximos).

4.8.5. Análisis global por flexión.

Al igual que en las losas de piso, en este caso el análisis contempla que el preesfuerzo se aplique cuando el concreto alcance el 45 % de su resistencia nominal a compresión:

$$f_{ci} = 115 \text{ kg/cm}^2.$$

y la sobre carga muerta w_m se colocará después de que hayan ocurrido la mayor parte de las pérdidas de preesfuerzo.

Todos los efectos de las cargas sobre la sección total de la losa rampa (momentos flexionantes y esfuerzos por flexión) se consideran en los puntos críticos, es decir en el eje de los apoyos y al centro de cada claro, la figura 4.10 esquematiza en forma general los diagramas de momento y cortante considerados, incluyendo los momentos primarios y secundarios pero en este análisis no se consideran de manera directa.

En este caso el análisis para obtener la resistencia última incluye los efectos totales debidos al preesfuerzo y posteriormente se adicionan a estos los momentos primarios ($M_1 = P e_p$) debido a que el momento total del preesfuerzo incluye tanto los momentos primarios como los secundarios, pero los que realmente se consideran en la resistencia última son los momentos secundarios (M_2) por lo que los momentos primarios que se adicionan a los momentos finales, en este análisis, se les cambia el signo para conservar el efecto de los momentos secundarios debidos al preesfuerzo exclusivamente. Este criterio facilita el análisis global debido a que se emplea el método de la carga balanceada para visualizar los efectos del preesfuerzo en los cálculos y solución de las estructuras estáticamente indeterminadas. Finalmente los resultados para diseño por resistencia última incluirán exclusivamente el efecto de los momentos secundarios.

En este caso también se reducirá el valor de los momentos obtenidos del análisis de la viga en los ejes de apoyos a su valor correspondiente en la cara de apoyo, para el caso de los momentos sobre el eje de los apoyos, la reducción será:

$$\frac{V a_l}{3}$$

y los momentos en la línea central de los claros se reducirán:

$$\frac{V a_l}{6}$$

en ambos casos V es la fuerza cortante en el apoyo debida a las cargas que actúan sobre el elemento para las condiciones consideradas, y a_l es el ancho de apoyo, 100 cm para el apoyo central y 75 cm para cada apoyo extremo.

Con los resultados obtenidos de aplicar las cargas muertas, viva y balanceada a la losa rampa, se puede efectuar el análisis global por flexión para conocer los esfuerzos elásticos en las condiciones de carga inicial y de servicio, y definir la resistencia requerida de la losa postensada, cuyo ancho total es de 8.92 m, de acuerdo con los siguientes Estados de Carga que se presentan en la siguiente tabla descriptiva.

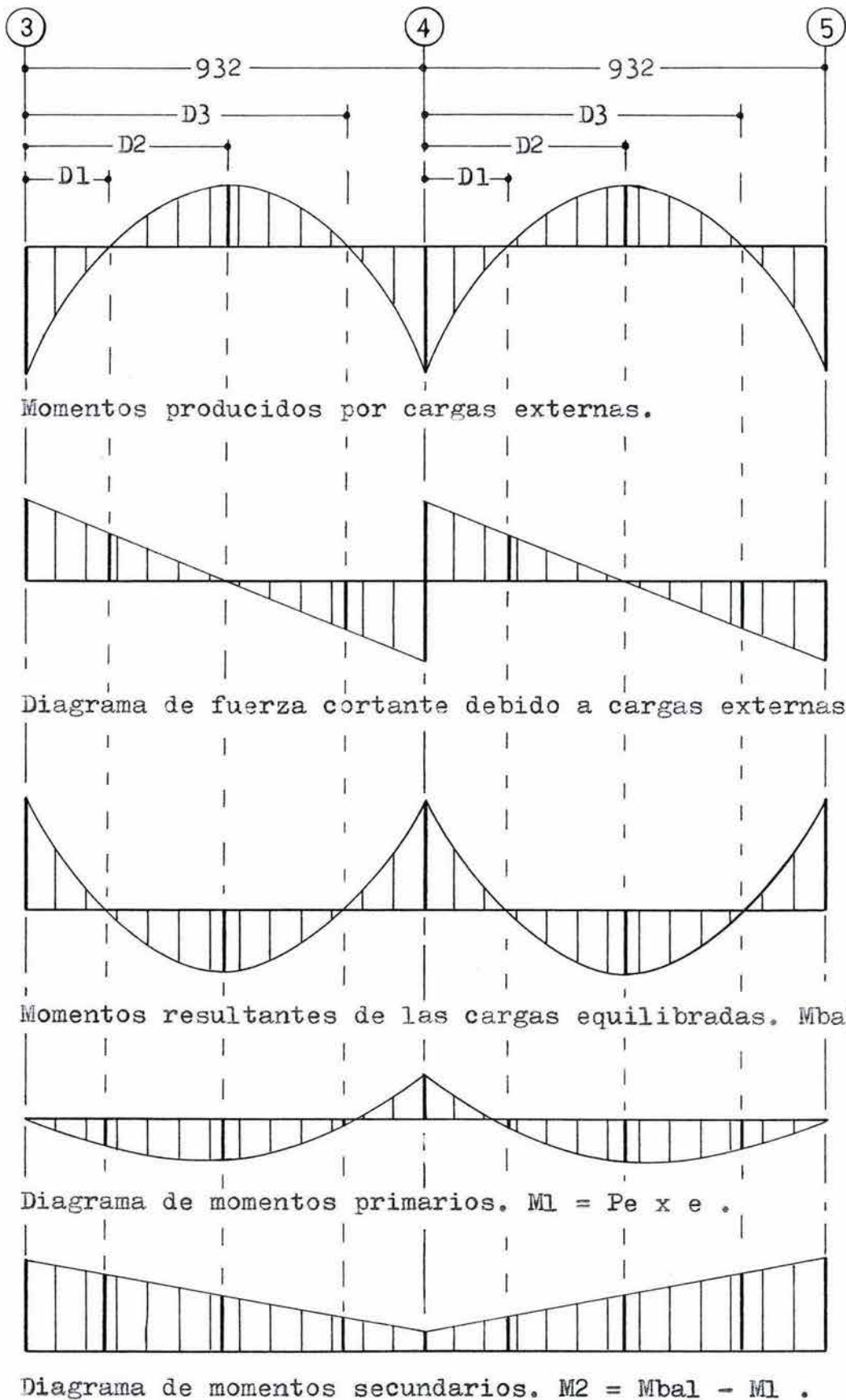


FIG. 4.10. FUERZAS Y MOMENTOS FLEXIONANTES QUE SE CONSIDERAN EN EL ANALISIS DE LOS ESTADOS DE CARGA PARA LA LOSA DE RAMPA.

ANÁLISIS GLOBAL POR FLEXION

Estado de estudio	Descripción del análisis.
1	Momentos debidos al peso propio. $w_o = 3\ 076\ \text{kg/m.}$
2	Momentos debidos a la sobre carga muerta. $w_m = 2\ 025\ \text{kg/m.}$
3	Momentos máximos por carga viva máxima. $w_v = 2\ 230\ \text{kg/m.}$
4	Momentos por carga de reglamento. $w_r = 357\ \text{kg/m.}$
5	Momentos debidos a la carga equilibrada por el preesfuerzo inicial P_i . $w_{bal.P_i} = 4\ 545\ \text{kg/m.}$
6	Momentos debidos a la carga equilibrada por la fuerza de preesfuerzo efectivo P_e . $w_{bal.P_e} = 3\ 750\ \text{kg/m.}$
7	Estado inicial de servicio al aplicar la fuerza de preesfuerzo inicial al concreto. $M_a = w_o + (w_{bal.P_i}).$
8	<p>Esfuerzos iniciales en el concreto debidos a la fuerza de preesfuerzo inicial y al momento M_a debido a la carga no balanceada:</p> $f_1 = - \frac{P_i}{A_c} - \frac{M_a}{S_1} = - 23.03 - \frac{65642.04}{65642.04}, (\text{kg/cm}^2)$ $f_2 = - \frac{P_i}{A_c} + \frac{M_a}{S_2} = - 23.03 + \frac{37568.71}{37568.71}, (\text{kg/cm}^2)$ <p>Compresión admisible: $0.6 f_{ci} = 0.6(115) = - 69.0\ \text{kg/cm}^2$. Tensión admisible: $(f_c)^{1/2} = (250)^{1/2} = + 15.8\ \text{kg/cm}^2$.</p>
9	Estado de servicio con sobrecarga muerta y P_e : $M_b = w_o + w_m + (w_{bal.P_e}).$
10	<p>Esfuerzos en el concreto, en condiciones de servicio cuando se coloca el total de carga muerta y actúa la fuerza de preesfuerzo efectivo, debidos a la fuerza de compresión y al momento M_b debido a la carga externa no balanceada:</p> $f_1 = - \frac{P_e}{A_c} - \frac{M_b}{S_1} = - 19.00 - \frac{65642.04}{65642.04}, (\text{kg/cm}^2)$ $f_2 = - \frac{P_e}{A_c} + \frac{M_b}{S_2} = - 19.00 + \frac{37568.71}{37568.71}, (\text{kg/cm}^2)$ <p>Compresión admisible: $0.45 f_c = 0.45(250) = - 113\ \text{kg/cm}^2$. Tensión admisible: $1.6(f_c)^{1/2} = 1.6(250)^{1/2} = + 25.3\ \text{kg/cm}^2$.</p>

11	Estado máximo de servicio con el total de las cargas muertas y vivas máximas. $M_c = w_o + w_m + w_v.máx + (w_{bal}.P_e).$
12	Esfuerzos en el concreto debidos a la fuerza de preesfuerzo efectivo y al momento M_c debido al efecto de las cargas superpuestas no equilibradas por P_e : $f_1 = - \frac{P_e}{A_c} - \frac{M_c}{S_1} = - 19.00 - \frac{M_c}{65642.04}, (kg/cm^2)$ $f_2 = - \frac{P_e}{A_c} + \frac{M_c}{S_2} = - 19.00 + \frac{M_c}{37568.71}, (kg/cm^2)$ Compresión admisible: - 113 kg/cm ² . Tensión admisible: + 25.3 kg/cm ² .
13	Momentos máximos factorizados por flexión. $M_u = 1.4 (- w_o - w_m - w_v.máx - w_r) + 1.0 w_{bal}.$
14	Momentos primarios debidos a la excentricidad del tendón de preesfuerzo y la fuerza de compresión. $M_1 = P_e (e_p),$ ton-m (multiplicados por (-1) para reintegrarlos en a los valores del análisis)
15	Momentos para diseño por resistencia última a flexión. $M_u = 1.4 (- w_o - w_m - w_v.máx - w_r) + 1.0 w_{bal} + M_1$

El análisis por flexión en forma numérica de todos los estados de carga para la losa viga se presenta en la Tabla: Análisis Global Por Flexión Para la Losa de Rampas.

El análisis global por flexión refleja que los esfuerzos resultan aceptables tanto para el estado inicial, cuando se aplica la carga de preesfuerzo inicial, como para los estados finales de servicio, sin sobrecargas y con las cargas máximas.

El esfuerzo de tensión máximo que se presenta en la viga rampa es de 19.518 kg/cm² en el estado final de servicio, y es menor al limite de + 25.3 kg/cm². En el estado 13 del análisis global se tienen los momentos para diseño por resistencia última que están contemplados sean resistidos por el ancho total de la losa rampa dado que así esta considerado en el análisis.

ANALISIS GLOBAL POR FLEXION PARA LA LOSA DE RAMPAS

EJE		3					4					5
CLARO [M]		9.32					9.32					
SECCIÓN A LO LARGO DE LA VIGA DE DOS CLAROS												
ESTADO		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1		-18.646	0.000	9.323	0.000	-17.454	-17.454	0.000	9.323	0.000	-18.646	
	D1, D2, D3		1.970	4.660	7.350			1.970	4.660	7.350		
2		-12.275	0.000	6.137	0.000	-11.490	-11.490	0.000	6.137	0.000	-12.275	
3		-17.255	1.477	9.006	-5.512	-12.653	-12.653	-5.513	9.006	1.477	-17.255	
4		-2.164	0.000	1.082	0.000	-2.026	-2.026	0.000	1.082	0.000	-2.164	
5		27.553	0.000	-13.777	0.000	25.792	25.792	0.000	-13.777	0.000	27.553	
6		22.731	0.000	-11.366	0.000	21.278	21.278	0.000	-11.366	0.000	22.731	
7		8.907	0.000	-4.454	0.000	8.338	8.338	0.000	-4.454	0.000	8.907	
8	F1	-36.896	-23.327	-16.542	-23.327	-36.028	-36.028	-23.327	-16.542	-23.327	-36.896	
	F2	0.382	-23.327	-35.181	-23.327	-1.134	-1.134	-23.327	-35.181	-23.327	0.382	
9		-8.190	0.000	4.094	0.000	-7.666	-7.666	0.000	4.094	0.000	-8.190	
10	F1	-6.768	-19.245	-25.482	-19.245	-7.566	-7.566	-19.245	-25.482	-19.245	-6.768	
	F2	-41.044	-19.245	-8.346	-19.245	-39.650	-39.650	-19.245	-8.346	-19.245	-41.044	
11		-25.445	1.477	13.100	-5.512	-20.319	-20.319	-5.513	13.100	1.477	-25.445	
12	F1	19.518	-21.495	-39.202	-10.848	11.710	11.710	-10.846	-39.202	-21.495	19.518	
	F2	-86.973	-15.313	15.626	-33.916	-73.329	-73.329	-33.919	15.626	-15.313	-86.973	
13		-47.745	2.068	24.402	-7.717	-39.794	-39.794	-7.718	24.402	2.068	-47.745	
14		0.000		27.671		-19.520	-19.520		27.671		0.000	
15		-47.745		52.072		-59.314	-59.314		52.072		-47.745	

D1, D2, D3 = DISTANCIA A LA UBICACIÓN DEL MOMENTO ENTRE DOS NODOS, DE IZQ. A DER., EN [M].

Se definen los siguientes valores, con los que se diseñará la resistencia de las nervaduras de la losa:

	Secciones de análisis.				
	1	3	5 y 6	8	10
Mu (ton-m)	-47.745	52.072	-59.3144	52.745	-47.745

4.8.6. Fuerza cortante.

Para diseño por fuerza cortante el análisis de la losa rampa considera la fuerza cortante máxima producida por las diferentes combinaciones de la carga viva y por la acción de las cargas muertas, el diseño se basará en la determinación de la resistencia a fuerza cortante para el estado de carga última. El efecto de las cargas reactivas inducidas por el preesfuerzo se considera afectado con un factor de carga unitario que se superpone con el valor de las cargas externas factorizadas con 1.40.

Para la sección total de la viga losa se obtienen las fuerzas máximas conforme a los siguientes estados de carga:

ANÁLISIS GLOBAL POR FUERZA CORTANTE	
ESTADO DE ANÁLISIS	DESCRIPCIÓN DEL ANÁLISIS.
1	Efectos por peso propio, $w_o = 3076 \text{ kg/m}$.
2	Efectos de la sobrecarga muerta, $w_m = 2025 \text{ kg/m}$.
3	Efectos máximos por carga viva máxima. $w_v = 2230 \text{ kg/m}$.
4	Efecto de la carga de reglamento. $w_r = 357 \text{ kg/m}$.
5	Efecto de la carga reactiva debida al preesfuerzo efectivo. $w_{bal} = 3\ 750 \text{ kg/m}$
6	Fuerza cortante para diseño por resistencia última: $V_u = 1.4 (w_o + w_m + w_v.\text{máx} + w_r) + (1.0 w_{bal})$

En la Tabla: Análisis por fuerza cortante para resistencia ultima para la losa de rampas, se presenta la variación de la fuerza cortante a lo largo de cada claro de la viga analizada para los estados del análisis global por fuerza cortante. La sección 1, 5, 6 y 10 están en el eje de los apoyos, las secciones 2, 4, 7 y 9 están a aproximadamente a un cuarto de cada claro y la sección 3 y 8 están aproximadamente al centro de cada claro (ver esquema de fuerza cortante en la figura 4.10).

ANALISIS POR FUERZA CORTANTE PARA RESISTENCIA ULTIMA PARA LA LOSA DE RAMPAS

EJE		3					4					5
CLARO [M]		9.32					9.32					
SECCIÓN A LO LARGO DE LA VIGA DE DOS CLAROS												
ESTADO		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1		14.306	8.260	0.000	-8.260	-14.306	14.306	8.260	0.000	-8.260	-14.306	
	D1, D2, D3		1.970	4.660	7.350			1.970	4.660	7.350		
2		9.418	5.438	0.000	-5.438	-9.418	9.418	5.438	0.000	-5.438	-9.418	
3		11.691	6.832	-1.299	-6.832	-10.372	10.372	6.833	1.299	-6.833	-11.691	
4		1.660	0.959	0.000	-0.959	-1.660	1.660	0.959	0.000	-0.959	-1.660	
5		-17.440	-10.070	0.000	10.070	17.440	-17.440	-10.070	0.000	10.070	17.440	
6		34.465	20.015	-1.819	-20.015	-32.618	32.618	20.016	1.819	-20.016	-34.465	

D1, D2, D3 = DISTANCIA A LA UBICACIÓN DEL CORTANTE ENTRE DOS NODOS, DE IZQ. A DER., EN [M].

4.8.7. Resumen para diseño de las losas para rampas.

Los momentos flexionantes y fuerzas cortantes con los cuales se diseñará la resistencia de la sección total de la losa rampa, son:

Sección.	Valores para diseño.	
	Mu (ton-m)	Vu (ton)
En los apoyos extremos.	-47.745	34.465
Al centro de cada claro.	52.072	1.819
En el apoyo central.	-59.314	32.618

La resistencia de las secciones críticas se diseñará considerando la sección total de la rampa y el refuerzo se distribuirá de forma adecuada para asegurar que la rampa trabaje como una unidad igual que las losas del sistema de pisos.

4.8.8. Cálculo de las deflexiones de la losa de rampas.

En las secciones críticas de la losa rampa los esfuerzos de tensión producidos por las cargas máximas de servicio no exceden en ningún caso el esfuerzo permisible de + 25.3 kg/cm² con lo cual se entiende que la sección de concreto es homogénea, y para el cálculo de las deflexiones pueden usarse las propiedades de la sección total.

Los parámetros que se consideran son los mismos que se utilizaron en el cálculo de las deflexiones de las nervaduras de la losa de pisos.

La deflexión producida por las cargas muertas y las cargas balanceadas por el preesfuerzo se obtienen considerando una viga elástica de un solo claro empotrada en sus extremos, con carga uniformemente repartida (figura 4.7):

$$Dy = \frac{w L^4}{384 Ec Ic}$$

Para calcular la deflexión máxima por carga viva se considera una viga que tiene empotramiento en los extremos del 50 %, que bajo la acción de carga uniformemente repartida, en la línea central del claro se reflexionará:

$$Dy = \frac{w L^4}{128 Ec Ic}$$

en las expresiones anteriores se consideran los valores siguientes (figura 4.8):

$$E_c = 221\,359.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_c = 597\,342.57 \text{ cm}^4$$

L = claro libre entre paños de apoyo.

Los efectos del flujo plástico del concreto se determinan para un tiempo de 1 mes, y 1 y 5 años (30, 365, y 1825 días), para los cuales el valor del coeficiente de escurrimiento plástico C_t , es 1.044, 1.860 y 2.160 respectivamente.

En el cálculo se consideran las siguientes cargas:

peso propio, $w_o = - 3\,076.00 \text{ kg/m}$.
carga muerta, $w_m = - 2\,025.00 \text{ kg/m}$.
carga viva, $w_v = - 2\,230.00 \text{ kg/m}$.
carga viva media = $- 357.00 \text{ kg/m}$.
carga balanceada $w_{bal.Pi} = 4\,545 \text{ kg/m}$.
carga balanceada $w_{bal.Pe} = 3\,750 \text{ kg/m}$.

las deflexiones se obtienen para cada carga en forma independiente y los valores se superponen para definir los efectos totales.

Las deflexiones producidas por las cargas de servicio actuando sobre las nervaduras de la losa son las siguientes:

Do = deflexión por peso propio.

Dm = deflexión por carga muerta.

Dv = deflexión por carga viva máxima.

Dvm = deflexión por carga viva media ($40/250 = 0.16 Dv$).

DPi = deflexión debida a la carga equilibrada por el preesfuerzo inicial P_i .

DPe = deflexión debida a la carga equilibrada por el preesfuerzo efectivo P_e , ($0.825 DP_i$).

Do.30 = deflexión adicional por flujo plástico debida a la acción sostenida del peso propio en un tiempo de 30 días = $1.044 D_o$.

Dm.365 = deflexión adicional por flujo plástico debida a la acción sostenida de la carga muerta total en un tiempo de 365 días = $1.860 (D_o + D_m)$.

Dvm.365 = deflexión adicional por flujo plástico debida a la acción de la carga viva media sostenida en un tiempo de 365 días = $1.860 D_{vm}$.

Dm.1825 = deflexión adicional por flujo plástico debida a la acción de la carga muerta total en un tiempo de 1825 días = $2.16 (D_o + D_m)$.

Dvm.1825 = deflexión adicional por flujo plástico debida a la acción de la carga viva media sostenida en un tiempo de 1825 días = $2.16 D_{vm}$.

El análisis en conjunto de las deflexiones incluye la determinación de la deflexión total para los tiempos considerados, 30 días, 365 días y 1825 días de acuerdo con la siguiente disposición de los datos.

Deflexión de servicio en un tiempo de 30 días:

$$D1 = DPe + \frac{DPi + DPe}{2} 1.044 - Do - Do.30$$

Deflexión de servicio en un tiempo de 365 días:

$$D2 = DPe + \frac{DPi + DPe}{2} 1.860 - Do - Dm - Dm.365 - Dv - Dvm.365$$

Deflexión de servicio en un tiempo de 1825 días:

$$D3 = DPe + \frac{DPi + DPe}{2} 2.160 - Do - Dm - Dm.1825 - Dv - Dvm.1825$$

Los cálculos se realizan para un solo claro de la losa rampa (claro extremo, L = 8.32 m de claro libre y 9.320 m a ejes), puesto que se trata de claros simétricos que trabajan con las mismas cargas. Los resultados se presentan en el resumen siguiente:

CALCULO DE LAS DEFLEXIONES ELÁSTICAS	
Parámetro.	Deflexión(cm) claro extremo L= 820 cm
Do	-0.2903
Dm	-0.1911
Dv	-0.6313
Dvm	-0.1010
Dpi	0.4290
Dpe	0.3539
Do.30	-0.3031
Dm.365	-0.8954
Dvm.365	-0.1879
Dm.1825	-1.0398
Dvm.1825	-0.2182
D1	0.1691
D2	-1.1140
D3	-1.1712

El valor limite recomendado por las normas para miembros cuyo desplazamiento pueda afectar a elementos no estructurales, en este caso es:

$$D.lim = \frac{L}{480} + 0.30 = \frac{832}{480} + 0.30 = - 2.033 \text{ cm}$$

El valor calculado para la deflexión D3, resulta aceptable.

4.8. Análisis de la estructura.

4.9.1. Alcance.

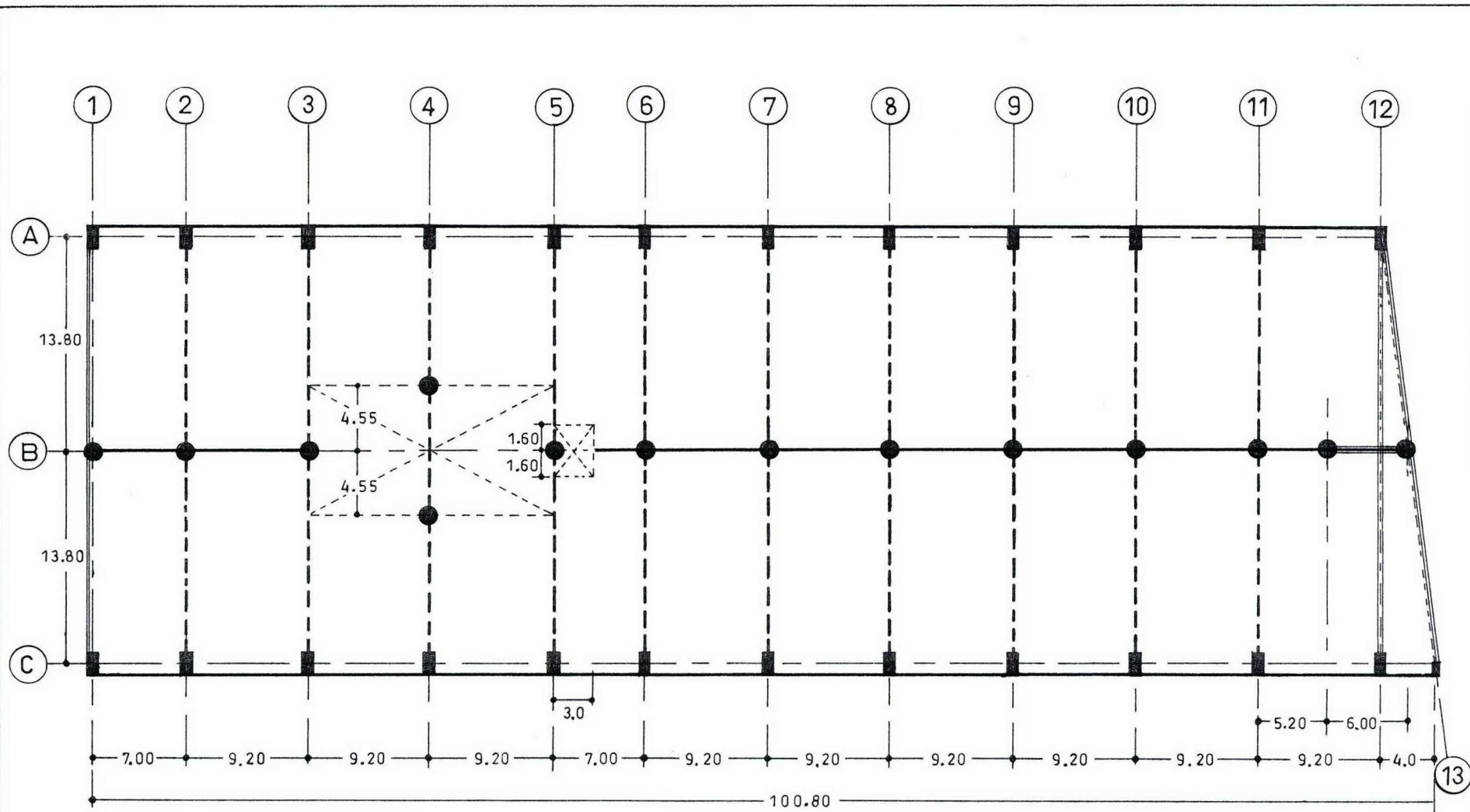
En vista de que el sistema estructural proporciona repetitividad en el análisis de los marcos y en virtud de que no se quiere ensombrecer el objetivo de este estudio con demasiada información numérica de los valores de las acciones y reacciones en la estructura, sólo se revisará a detalle en este espacio uno de los marcos principales que sea representativo y que ayude a observar los procedimientos para la determinación de las fuerzas de preesfuerzo y sus efectos dentro del sistema estructural. Sin embargo se describirán en forma general las consideraciones y criterios de análisis que intervienen en el análisis global de la estructura. El marco que se revisará es el del eje 11.

4.9.2. Generalidades.

La estructura se idealiza como un conjunto de marcos planos formados por columnas y traveses de concreto que se conectan en forma ortogonal para crear estabilidad tanto en el sentido transversal como en el longitudinal de la planta del edificio. El sistema para soportar las cargas gravitacionales principales de servicio lo forman los marcos en el sentido corto del edificio. Debido a esta razón se pensó en la aplicación de preesfuerzo a las traveses de éstos marcos, con el fin principal de controlar las deflexiones, tomando en cuenta la importancia del claro entre apoyos, y debido a que en general la estructura es baja y no tendrá efectos de gran magnitud debidos a fuerzas sísmicas combinadas con las fuerzas de preesfuerzo, sino por el contrario, las cargas gravitacionales resultarán de mayor importancia, pero se revisaran todas las posibilidades. Las traveses que forman marcos con las columnas en el sentido longitudinal del edificio (ejes A, B y C) sólo soportarán una mínima carga muerta, prevista por los muros perimetrales de fachada, y su función principal es servir de sistema sismorresistente para las sollicitaciones en este sentido. Para las sollicitaciones sísmicas en el sentido corto del edificio la resistencia estará proporcionada por los marcos cabecera (ejes 1 y 13) y los marcos intermedios con traveses preesforzados.

La planta del edificio con la estructuración propuesta se presenta en la figura 4.11.

Por facilidad los marcos del sistema estructural se identifican con el número de eje en que se encuentran, es decir se consideran 13 marcos (del 1 al 13) en el sentido corto del edificio y 4 marcos (A, B1, B2 y C) en el sentido largo.



PLANTA TIPO

- TRABES SISMICAS Y DE CARGA, CON PREESFUERZO
- ==== TRABES SISMICAS Y DE CARGA
- ===== TRABES SISMICAS
- ===== TRABE SISMICA DE TRANSFERENCIA DE CARGA

Acotaciones en: m

FIG. 4.11. SISTEMA ESTRUCTURAL PARA EL ESTACIONAMIENTO

4.9.3. Aspectos generales para el análisis estructural.

El análisis de la estructura se realizará en tres etapas:

1. Análisis por cargas gravitacionales en el estado de servicio, con las siguientes acciones:

Cargas muertas + Cargas vivas máximas + Efectos del preesfuerzo

En este caso se revisará que las secciones adoptadas para las trabes preesforzadas de los marcos cumplan con los requerimientos de las normas, referentes al estado límite de esfuerzos, tanto en el estado inicial de servicio como en el estado de carga máxima de servicio así como la revisión de las deflexiones inmediatas y diferidas.

Por otra parte, el estado límite de falla se obtendrá para la siguiente combinación de cargas:

1.4 (Cargas muertas + Cargas vivas máximas) + 1.0 (cargas reactivas debidas al preesfuerzo).

2. Análisis para diseño por sismo, con las siguientes acciones:

Cargas Muertas + Cargas vivas instantáneas + cargas reactivas debidas al preesfuerzo + fuerzas sísmicas

y el estado límite de falla se obtendrá para:

1.1(Cargas muertas + Cargas vivas instantáneas + Fuerzas sísmicas) + 1.0 (cargas reactivas debidas al preesfuerzo).

3. Determinación de la resistencia de diseño.

Para el diseño de la resistencia de los elementos estructurales se considerarán los valores más desfavorables de las dos combinaciones anteriores en estado límite de falla:

1.4 (Cargas muertas + Cargas vivas máximas) + 1.0 (cargas reactivas debidas al preesfuerzo).

1.1(Cargas muertas + Cargas vivas instantáneas + Fuerzas sísmicas) + 1.0 (cargas reactivas debidas al preesfuerzo).

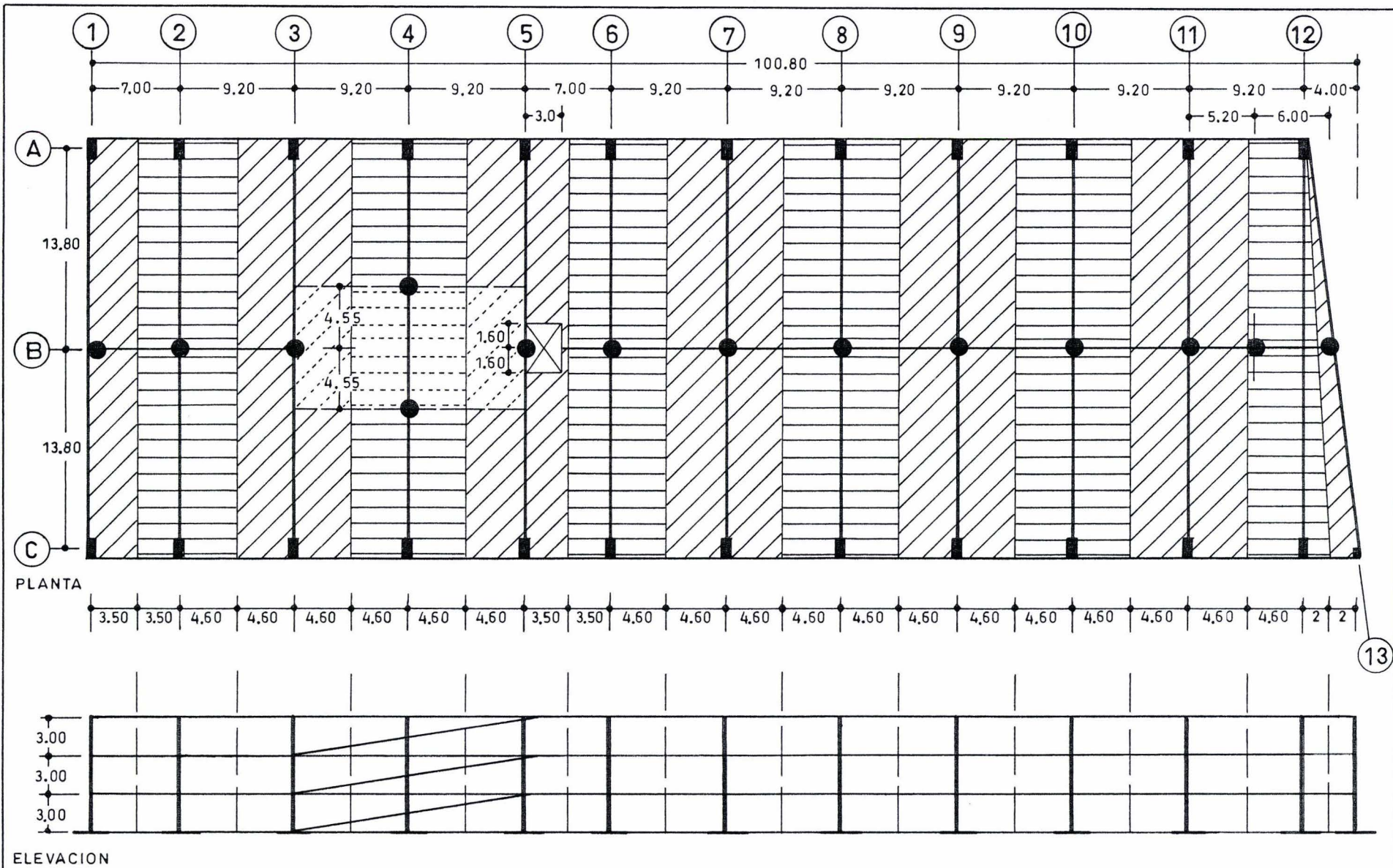


FIG. 4.12. AREAS TRIBUTARIAS PARA ANALISIS DE CARGAS GRAVITACIONALES

4.9.4. Definición de las cargas gravitacionales y determinación de las fuerzas de preesfuerzo en las trabes.

4.9.4.1. Generalidades.

Considerando que el sistema de pisos trabaja en una sola dirección, todas las cargas provenientes de él serán soportadas por los marcos número, y sus trabes estarán sometidas a las cargas que actúan sobre el área de la losa que es tributaria del marco. Dicha área queda limitada por la mitad de cada entre-eje a cada lado del eje del marco en los marcos interiores y por la mitad del entre-eje interior para los marcos extremos (figura 4.12). En este análisis los marcos en el sentido perpendicular (marcos A, B1, B2 y C) soportarán solamente su peso propio y las pequeñas cargas muertas debidas a los muros perimetrales de bloco hueco de las fachadas.

Todas las cargas se consideran como cargas uniformemente distribuidas sobre las trabes de los marcos, el peso propio de las columnas estará concentrado en el nodo superior de cada una de ellas, y los momentos que ejercen las losas a las trabes de los marcos 1 y 13, debido al empotramiento considerado en su análisis, no serán incluidos, por que la losa misma restringe los efectos de torsión que se provocarían en las trabes de carga de los marcos.

4.9.4.2. Cargas.

- Peso propio de los elementos estructurales:

En esta etapa de análisis, se considera dentro de las cargas el peso propio w_o de los elementos estructurales (columnas y trabes) el cual se estima a partir de las secciones propuestas.

Peso propio trabes T,	$w_oT = 1.14 \text{ ton/m.}$
Peso propio trabes L,	$w_oL = 1.05 \text{ ton/m.}$
Peso propio trabes 25 x 70 cm,	$w_o(25x70) = 0.420 \text{ ton/m.}$
Peso propio trabes 40 x 70 cm,	$w_o(40x70) = 0.672 \text{ ton/m.}$
Peso propio columnas circulares de 75 cm,	$w_oC = 1.060 \text{ ton/m.}$
Peso propio columnas rectangulares, 40x90 cm,	$w_oR = 0.864 \text{ ton/m.}$
Peso propio columnas 50 x 30 cm,	$w_o(50x30) = 0.360 \text{ ton/m.}$

- Carga muerta sobrepuesta:

Losa de piso,	$w_mP = 260/0.80 = 325 \text{ kg/m}^2.$
Losa de rampas,	$w_mR = 345 + 227 = 572 \text{ kg/m}^2.$
Muros perimetrales,	$w_{mur} = 1.80 \text{ m} \times 180 \text{ kg/m}^2 = 324 \text{ kg/m.}$
Pretil en piso 3 (perimetral a las rampas)	$= 290 \text{ kg/m.}$
Carga por R.C.D.F.,	$w_r = 40 \text{ kg/m}^2.$

- Carga viva:

Máxima, $w_v \text{ máx.} = 250 \text{ kg/m}^2$.
Media, $w_v \text{ med.} = 40 \text{ kg/m}^2$.
Instantánea, $w_v \text{ inst.} = 100 \text{ kg/m}^2$.

4.9.4.3. Definición de las cargas gravitacionales en los elementos estructurales y determinación de las fuerzas de preesfuerzo en las trabes de los marcos.

MARCO 1.

El Marco 1 (figura 4.13) se analiza con las cargas que actúan sobre el área de losa que es tributaria a este (figura 4.12). Dicha área abarca desde el eje 1 hasta la mitad del primer entre-eje de 7.00 m (entre los ejes 1 y 2), es decir a 3.50 m, por lo que las cargas a ser soportadas por el marco son:

Cargas uniformemente repartidas.

- Peso propio de las trabes, $w_{oL} = 0.990 \text{ ton/m}$

- Carga muerta sobrepuesta total: $w_m = 1.271 \text{ ton/m}$.

- Muro perimetral, $w_{mur} = 0.324 \text{ ton/m}$
- Losa de pisos, $w_{mP} = 325 \text{ kg/m}^2(3.50 - 0.75)0.001 = 0.894 \text{ ton/m}$

- Carga viva : $w_v = 250 \text{ kg/m}^2(3.50)(0.001) = 0.875 \text{ ton/m}$.

- Carga de reglamento: $W_r = 40 \text{ kg/m}^2(3.50)(0.001) = 0.140 \text{ ton/m}$.

CARGA TOTAL MAXIMA DE SERVICIO, $W_s = 3.136 \text{ ton/m}$.

CARGA TOTAL DE SERVICIO PARA DISEÑO, $W_t = 3.276 \text{ ton/m}$.

Todas las cargas se consideran actuando sobre las trabes de cada uno de los niveles del marco.

Cargas concentradas.

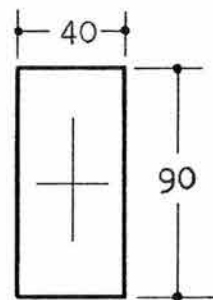
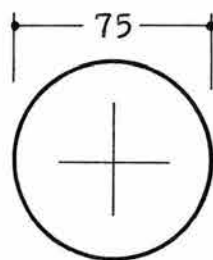
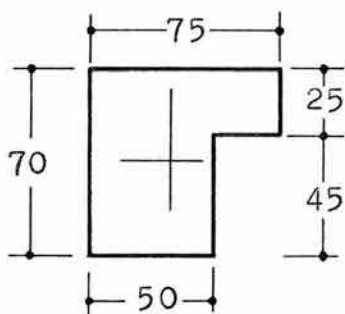
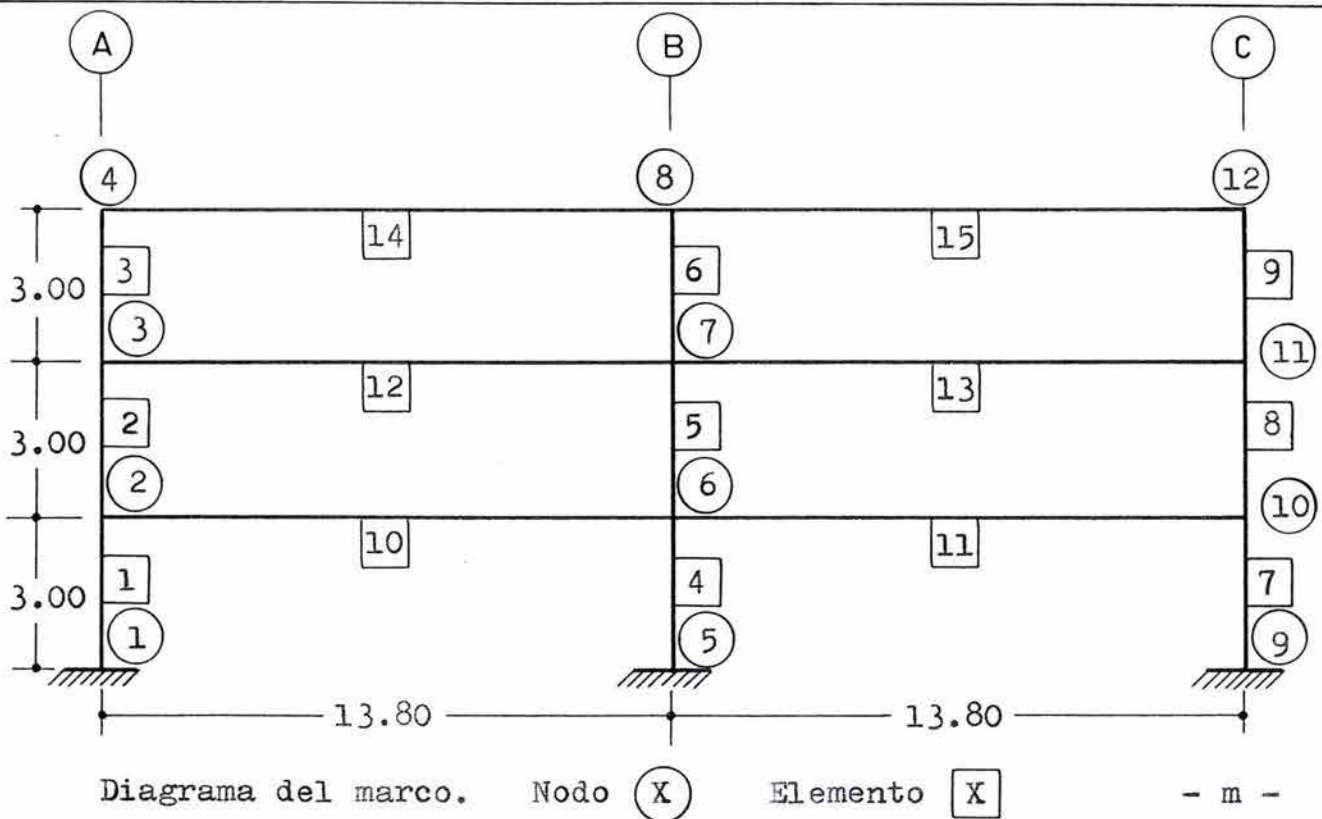
En el nodo superior de cada columna se considera actuando su peso propio:

Nodos extremos: $P_r = 0.864 \text{ ton/m} \times 3.00 \text{ m} = 2.592 \text{ ton}$.

Nodos centrales: $P_c = 1.060 \text{ ton/m} \times 3.00 \text{ m} = 3.180 \text{ ton}$.

Preesfuerzo.

Las trabes de este marco no serán preesforzadas.



- cm -

Trabes

Columnas
centrales

Columnas
extremas

A_c (cm^2): 4 125

4 418

3 600

I_c (cm^4): 1 730 184.6

1 553 155.5

2 430 000

w_0 (ton/m): 0.990

1.060

0.864

Secciones adoptadas para el análisis.

FIG. 4.13. MARCO 1

MARCO TIPO

Los marcos 7, 8, 9, 10, y 11 tienen los mismos elementos estructurales y la misma área tributaria de cargas (figuras 4.12 y 4.14). El área tributaria que se considera para este marco abarca 4.60 m a cada lado de su eje, por lo que se tienen una franja de 9.20 m de ancho, y las cargas a ser soportadas en este caso son:

Cargas uniformemente repartidas.

- Peso propio de las trabes, $w_oT = 1.140$ ton/m.
- Carga muerta sobrepuesta total: $w_m = 2.665$ ton/m.
- Losa de pisos, $w_mP = 325\text{kg/m}^2(9.20-1.00)(0.001) = 2.665$ ton/m.
- Carga viva : $w_v = 250 \text{ kg/m}^2 \times 9.20 \times 0.001 = 2.300$ ton/m.
- Carga de reglamento: $w_r = 40\text{kg/m}^2(9.20)(0.001)=0.368$ ton/m.

CARGA TOTAL MAXIMA DE SERVICIO, $W_s = 6.105$ ton/m

CARGA TOTAL DE SERVICIO PARA DISEÑO, $W_t = 6.473$ ton/m.

Todas las cargas se consideran actuando sobre las trabes de cada uno de los niveles del marco.

Cargas concentradas.

En el nodo superior de cada columna se considera actuando su peso propio:

Nodos extremos: $P_r = 0.864$ ton/m \times 3.00 m = 2.592 ton.

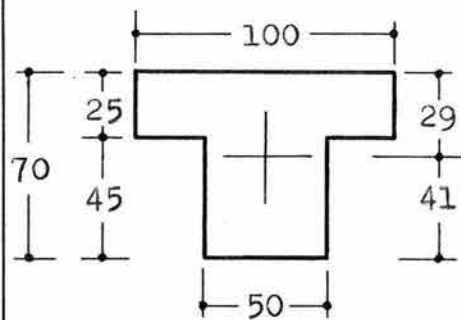
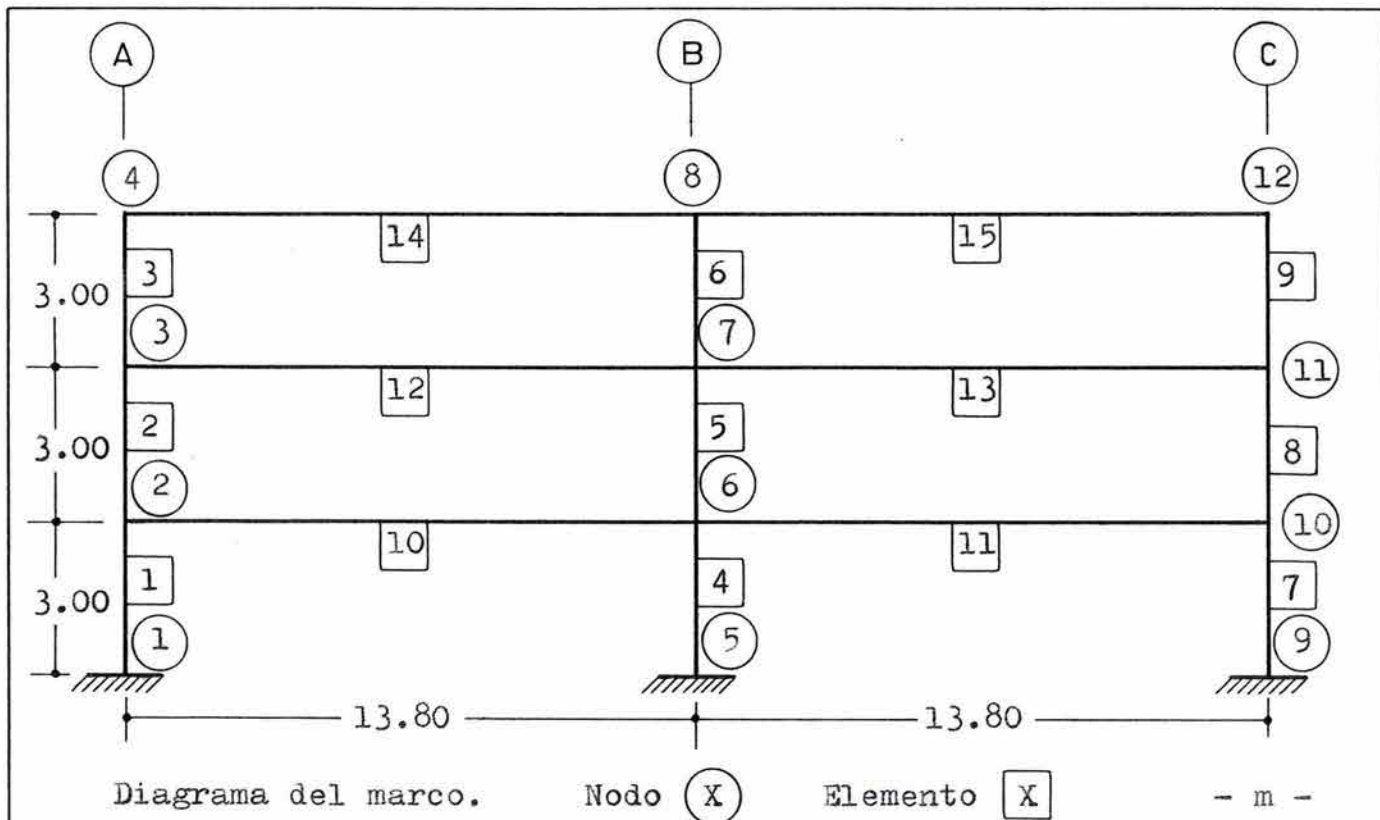
Nodos centrales: $P_c = 1.060$ ton/m \times 3.00 m = 3.180 ton.

Preesfuerzo.

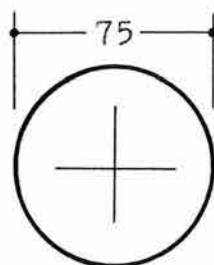
Al igual que en las losas postensadas, el criterio adoptado para el diseño del preesfuerzo en las trabes de los marcos considera al mismo como un sistema de fuerzas reactivas en la estructura que equilibran la acción de las fuerzas externas.

La fuerza de preesfuerzo efectivo P_e se determina de acuerdo a los principios del método de la carga balanceada considerando que la acción del tendón equilibrará una carga propuesta. La traza para el preesfuerzo será parabólica en cada claro de las trabes con el propósito de soportar con mayor eficiencia las cargas uniformemente repartidas.

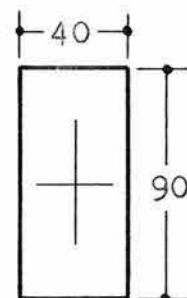
Las trabes de los marcos intermedios del edificio son de sección transversal en T debido básicamente a que con mayor área transversal será capaz de soportar más fuerza de preesfuerzo, aunque puede ser que el diseño final se encuentre regido por momentos negativos donde el tamaño del patín superior no resulta de gran ayuda y la resistencia este proporcionada por el ancho del alma.



Trabes



Columnas
centrales



Columnas
extremas

A_c (cm^2): 4 750

4 418

3 600

I_c (cm^4): 1 960 583.3

1 553 155.5

2 430 000

w_o (ton/m): 1.140

1.060

0.864

S_1 (cm^3): 67 606

S_2 (cm^3): 47 819

Secciones adoptadas para el análisis.

FIG. 4.14. MARCO TIPO

La carga a ser balanceada por el preesfuerzo se define a partir de la sobrecarga muerta, en ese caso el peso de las losas (sobrecarga muerta) es 2.34 veces el peso propio de las traves del marco, por lo que se balanceará el peso propio de las traves más una cierta cantidad del peso de las losas en todas las traves del marco, es decir:

$$w_{bal} = w_oT + 0.80 w_m$$

$$w_{bal} = 1.140 + (0.80 \times 2.665) = 3.272 = 3.300 \text{ ton/m}$$

Para la determinación de la traza de preesfuerzo se utilizará como longitud de claro el correspondiente a la distancia libre entre columnas de apoyos, las columnas de apoyo de las traves tendrán un ancho de 90 cm (columnas extremas) y de 75 cm (columnas interiores), por lo que la longitud del claro en cada caso se reduce 45 cm de los apoyos extremos y 37.5 cm del apoyo interior.

Así las trazas parabólicas del tendón de preesfuerzo se consideran de esta forma entre los paños de las columnas de apoyos y entre las dos trazas de los claros continuos se considera el tendón recto para cruzar el ancho de la columna central, este tramo de transición permite eliminar las desviaciones agudas al pasar de un claro a otro mediante la interrupción de la trayectoria del tendón justamente en el paño de la columna interior y manteniéndose recto a través de todo el ancho de apoyo hasta reiniciar su trayectoria en el siguiente claro. Estas consideraciones no modifican en forma alguna los principios de cálculo, y la teoría de la carga balanceada es válida para la longitud total del claro entre ejes de apoyos.

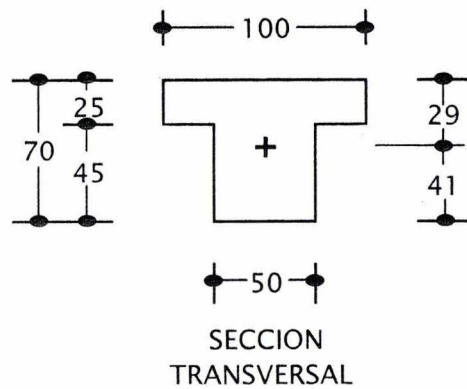
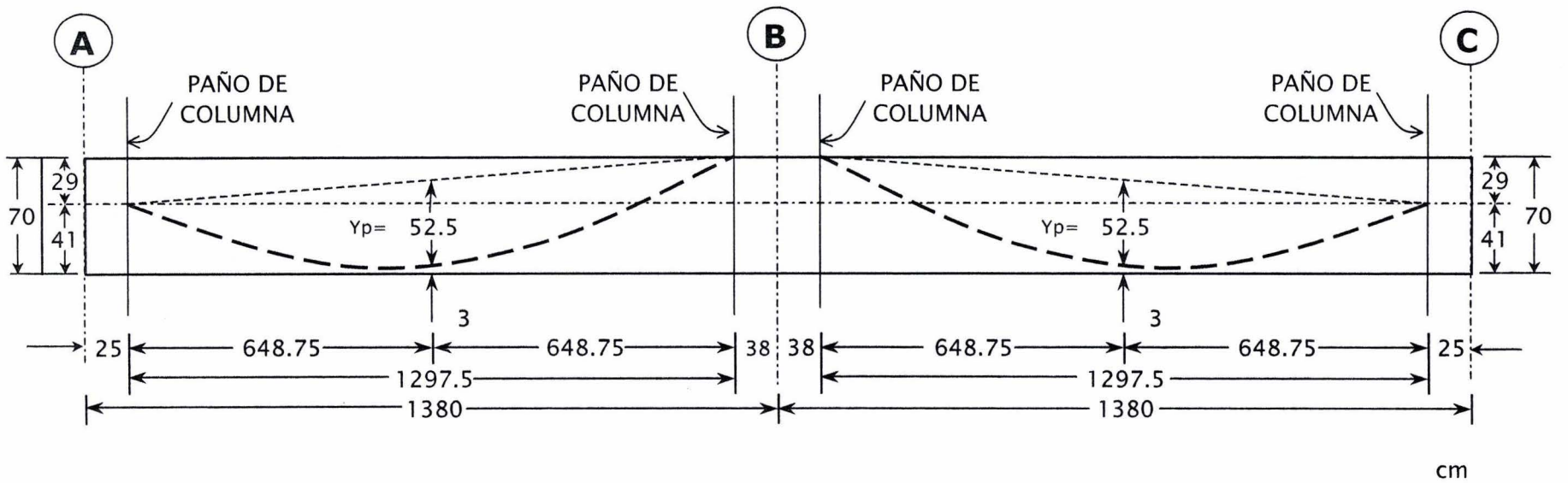
Para determinar la flecha de la parábola de la traza de preesfuerzo (figura 4.14), en el claro de las traves, se considera que el eje del tendón coincide con el centro de gravedad de la sección de concreto en el paño de la columna de apoyo extremo (a 45 cm del eje A), tiene un recubrimiento inferior de 3 cm en el centro del claro y coincide con el paño superior de la trabe, justamente en el paño de la columna del eje de apoyo interior (37.5 cm antes del eje B). De esta manera se define que el claro de la parábola del tendón de preesfuerzo es: $13.8 - 0.45 - 0.375 = 12.975 \text{ m}$ (figura 4.15). De acuerdo con estas consideraciones, la flecha de la parábola de preesfuerzo es:

$$Y_p = \frac{29}{2} + 41 - 3 = 52.5 \text{ cm}$$

La fuerza de preesfuerzo requerida, para balancear la carga de 3.300 ton/m con $Y_p = 52.5 \text{ cm}$, es entonces:

$$P_e = \frac{w_{bal} L_p^2}{8 Y_p} = \frac{3.300 (12.975)^2}{8 (0.525)} = 132.275 \text{ ton.}$$

La relación de efectividad que se considera en este caso se justifica por que sólo se trata de dos claros y porque son pocas las curvas del tendón. Así, $R = 0.85$, con lo que las pérdidas de preesfuerzo se estiman en 15 % de la fuerza de preesfuerzo inicial P_i .



$$A_c = 4\,750 \text{ cm}^2$$

$$I_c = 1\,960\,583.3 \text{ cm}^4$$

$$S_1 = 67\,606 \text{ cm}^3$$

$$S_2 = 47\,819 \text{ cm}^3$$

$$P_e = 133\,800 \text{ kg.}$$

FIG. 4.15. TRAZAS PARA PREESFUERZO DE LAS TRABES DEL MARCO TIPO

La compresión promedio en el concreto, bajo la acción de la fuerza de preesfuerzo efectivo, P_e , resulta:

$$\frac{F}{A_c} = \frac{132275}{4750} = -27.847 \text{ kg/cm}^2$$

este esfuerzo excede ligeramente el límite recomendado de -25 kg/cm^2 para elementos que están destinados a resistir fuerzas sísmicas, sin embargo se encuentra dentro del rango deseable:

$$-9 \text{ kg/cm}^2 < -27.847 \text{ kg/cm}^2 < -35 \text{ kg/cm}^2.$$

y para este caso es aceptado.

Para suministrar la fuerza de preesfuerzo efectivo se usaran torones de 0.50" de diámetro cuya capacidad individual, después de ocurridas las pérdidas, en este caso es de:

$$11\,150 \text{ kg.}$$

y el número de torones que se requieren son:

$$N_t = \frac{132275}{11150} = 11.86 = 12$$

Con los 12 torones de preesfuerzo la fuerza suministrada es:

$$P_e = 12 (11.15 \text{ ton}) = 133.80 \text{ ton}$$

Con esta fuerza de preesfuerzo se ajustará la carga reactiva que el tendón genera, y la carga que se incluirá en los cálculos será:

$$w_{bal} = \frac{8 Y_p P_e}{L_p^2} = \frac{8 (0.525)(133.80)}{(12.975)^2} = 3.338 = 3.340 \text{ ton/m.}$$

La compresión promedio en el concreto, bajo la acción de la fuerza de preesfuerzo efectivo, P_e , resulta:

$$\frac{F}{A_c} = \frac{133800}{4750} = -28.168 \text{ kg/cm}^2$$

Los efectos del preesfuerzo se revisarán para las condiciones inicial y final de servicio, por lo que es necesario analizar las trabes del marco con la carga reactiva que produce la fuerza de

preesfuerzo inicial y para aquella que produce la fuerza de preesfuerzo efectivo. La fuerza de preesfuerzo inicial es:

$$P_i = \frac{P_e \cdot 133.80}{0.85} = \frac{133.80}{0.85} = 157.411 \text{ ton}$$

Las cargas reactivas debidas al preesfuerzo, con las cuales se realizará el análisis, son:

$$w_{bal.P_i} = 3.929 \text{ ton/m}$$

$$w_{bal.P_e} = 3.340 \text{ ton/m}$$

Con el método de la carga balanceada estas cargas se consideran como cualquier otra carga actuando sobre las traveses del marco.

Las siguientes expresiones definen la ubicación del centroide del tendón de preesfuerzo de acuerdo a las trazas parabólicas en los claros de las traveses del marco:

- claro izquierdo

$$\begin{aligned} Y_p &= 52.5 \text{ cm} \\ L &= 1297.5 \text{ cm} \\ X &= 648.75 \text{ cm} \\ 4P &= 8016.6964 \end{aligned}$$

$$Y = \frac{(X - 648.75)^2}{8016.6964} + (X - 648.75) \left(\frac{29}{1297.5} \right) - (52.5 - 41)$$

- claro derecho

$$\begin{aligned} Y_p &= 52.5 \text{ cm} \\ L &= 1297.5 \text{ cm} \\ X &= 648.75 \text{ cm} \\ 4P &= 8016.6964 \end{aligned}$$

$$Y = \frac{(X - 648.75)^2}{8016.6964} - (X - 648.75) \left(\frac{35}{1297.5} \right) + 3$$

En ambos casos, X se sustituye en centímetros considerada de izquierda a derecha, a partir del paño de la columna, y el resultado para Y queda expresado también en centímetros definido a partir de la cara inferior de las traveses.

MARCOS 2 Y 6.

Estos marcos están formados con los mismos elementos que el marco tipo (figura 4.14). El área tributaria que se considera para este marco comprende la mitad de un entre-eje de 9.20 (es decir 4.60 m) y la mitad de un entre-eje de 7.00 m (3.50 m) a partir de su eje (figuras 4.12), por lo tanto se tienen una franja de 8.10 m de ancho, y las cargas a ser soportadas en este caso son:

Cargas uniformemente repartidas.

- Peso propio de las traveses, $w_{oT} = 1.140 \text{ ton/m}$.
- Carga muerta sobrepuesta total: $w_m = 2.307 \text{ ton/m}$.

Losa de pisos, $w_{mP} = 325 \text{ kg/m}^2 (8.10 - 1.00)(0.001) = 2.307 \text{ ton/m}$

- Carga viva : $w_v = 250 \text{ kg/m}^2 \times 8.10 \times 0.001 = 2.025 \text{ ton/m}$.

- Carga de reglamento: $w_r = 40 \text{ kg/m}^2 (8.1)(0.001) = 0.324 \text{ ton/m}$.

CARGA TOTAL MAXIMA DE SERVICIO, $W_s = 5.472 \text{ ton/m}$.

CARGA TOTAL DE SERVICIO PARA DISEÑO, $W_t = 5.796 \text{ ton/m}$.

Todas las cargas se consideran actuando sobre las traveses de cada uno de los niveles del marco.

Cargas concentradas.

En el nodo superior de cada columna se considera actuando su peso propio:

Nodos extremos: $P_r = 0.864 \text{ ton/m} \times 3.00 \text{ m} = 2.592 \text{ ton}$.

Nodos centrales: $P_c = 1.060 \text{ ton/m} \times 3.00 \text{ m} = 3.180 \text{ ton}$.

Preesfuerzo.

La carga a ser balanceada por el preesfuerzo, así como las características geométricas de la traza del tendón (figura 4.15) y la relación de efectividad, serán en este caso igual que en las traveses del marco tipo:

$w_{bal} = 3.340 \text{ ton/m}$.

$L_p = 12.975 \text{ m}$.

$$Y_p = \frac{29}{2} + 41 - 3 = 52.5 \text{ cm}.$$

$$P_e = 133.800 \text{ ton.}$$

$$P_i = 157.411 \text{ ton.}$$

$$\frac{F}{A_c} = \frac{133800}{4750} = 28.168 \text{ kg/cm}^2.$$

$N_t = 12$ torones de 0.50" de diámetro.

Las cargas reactivas debidas al preesfuerzo, con las cuales se realizará el análisis, son:

$$w_{bal.P_i} = 3.929 \text{ ton/m.}$$

$$w_{bal.P_e} = 3.340 \text{ ton/m.}$$

Las expresiones para obtener la posición de la traza del tendón de preesfuerzo es también la misma que en el caso de las trabes del marco tipo.

MARCO 3.

Debido a que el eje de este marco es el punto de inicio de las rampas que unen los pisos la carga muerta sobrepuesta será mayor, especialmente sobre las trabes del los pisos 1 y 2. El área tributaria para este marco comprende 4.60 m a cada lado de su eje, teniéndose una franja de 9.20 m de ancho donde queda circunscrita la cuarta parte de las rampas. La diferencia de peso entre las losas de piso, la losa de rampas y el pretil del nivel 3 no se considera en forma especial, simplemente se incluirán como cargas uniformemente distribuidas en la longitud total de las trabes del marco, por lo que las cargas a ser soportadas en este caso son:

Cargas uniformemente repartidas.

Peso propio de las trabes, $w_{oT} = 1.1400 \text{ ton/m.}$

Carga muerta sobrepuesta total: Piso 3, $w_m = 2.418 \text{ ton/m.}$
Pisos 1 y 2, $w_m = 2.998 \text{ ton/m.}$

$$\begin{aligned} \text{Piso 3} \\ w_{mP} &= 325 \text{ kg/m}^2 (9.2 - 1.0) (13.80)(2)(0.001) = 73.554 \text{ ton.} \\ &325 \text{ kg/m}^2 (9.10)(4.60 - 0.50) (0.001) = 12.126 \text{ ton.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pretil} &= 290 \text{ kg/m} ((2 \times 4.60) + 9.10) (0.001) = 5.307 \text{ ton.} \\ &\hline &66.737 \text{ ton.} \end{aligned}$$

$$wmP = \frac{66.737}{2 (13.80)} = 2.418 \text{ ton/m.}$$

Pisos 1 y 2

$$wmP = 325 \text{ kg/m}^2 (9.2 - 1.0) (13.80) (2)(0.001) = 73.554 \text{ ton.}$$

$$325 \text{ kg/m}^2 (9.10)(4.60 - 0.50) (0.001) = - 12.126 \text{ ton.}$$

$$61.428 \text{ ton.}$$

$$wmR = 572 \text{ kg/m}^2 (9.10) (4.60 - 0.50) (0.001) = 21.341 \text{ ton.}$$

$$82.769 \text{ ton.}$$

$$wmP = \frac{82.769}{2 (13.80)} = 2.998 \text{ ton/m.}$$

- Carga viva: Piso 3, wv = 1.921 ton/m.
Pisos 1 y 2, wv = 2.300 ton/m.

Piso 3

$$wv = 250 \text{ kg/m}^2 (9.2)(13.80)(2)(0.001) = 63.480 \text{ ton.}$$

$$250 \text{ kg/m}^2 (9.10) (4.60) (0.001) = - 10.465 \text{ ton.}$$

$$53.015 \text{ ton.}$$

$$wmP = \frac{53.015}{2 (13.80)} = 1.921 \text{ ton/m.}$$

Pisos 1 y 2

$$wv = 250 \text{ kg/m}^2 \times 9.20 \times 0.001 = 2.300 \text{ ton/m.}$$

- Carga de reglamento: Piso 3, wr = 0.274 ton/m.
Pisos 1 y 2, wr = 0.328 ton/m.

Piso 3

$$wr = 40 \text{ kg/m}^2 \times (9.2 - 1.0) \times 13.80 \times 2 \times 0.001 = 9.053 \text{ ton.}$$

$$40 \text{ kg/m}^2 \times 9.10 \times (4.60 - 0.5) \times 0.001 = - 1.492 \text{ ton.}$$

$$7.561 \text{ ton.}$$

$$wmP = \frac{7.561}{2 (13.80)} = 0.274 \text{ ton/m.}$$

Pisos 1 y 2

$$W_r = 40 \text{ kg/m}^2 \times (9.2 - 1.0) \times 0.001 = 0.328 \text{ ton/m.}$$

CARGA TOTAL MAXIMA DE SERVICIO: Piso 3, $W_s = 5.479 \text{ ton/m.}$

Pisos 1 y 2, $W_s = 6.438 \text{ ton/m.}$

CARGA TOTAL DE SERVICIO PARA DISEÑO: Piso3, $W_t = 5.753 \text{ ton/m.}$

Pisos1y2, $W_t = 6.766 \text{ ton/m.}$

Cargas concentradas.

En el nodo superior de cada columna se considera actuando su peso propio:

Nodos extremos: $P_r = 0.864 \text{ ton/m} \times 3.00 \text{ m} = 2.592 \text{ ton.}$

Nodos centrales: $P_c = 1.060 \text{ ton/m} \times 3.00 \text{ m} = 3.180 \text{ ton.}$

Preesfuerzo.

La carga a ser balanceada por el preesfuerzo, así como las características geométricas de la traza del tendón (figura 4.15) y la relación de efectividad, serán en este caso igual que en las trabes del marco tipo:

$$w_{bal} = 3.340 \text{ ton/m.}$$

$$L_p = 12.975 \text{ m.}$$

$$Y_p = \frac{29}{2} + 41 - 3 = 52.5 \text{ cm.}$$

$$P_e = 133.800 \text{ ton.}$$

$$P_i = 157.411 \text{ ton.}$$

$$\frac{F}{A_c} = \frac{133800}{4750} = -28.168 \text{ kg/cm}^2.$$

$N_t = 12$ torones de 0.50" de diámetro.

Las cargas reactivas debidas al preesfuerzo, con las cuales se realizará el análisis, son:

$$w_{bal.Pi} = 3.929 \text{ ton/m.}$$
$$w_{bal.Pe} = 3.340 \text{ ton/m.}$$

Las expresiones para obtener la posición de la traza del tendón de preesfuerzo es también la misma que en el caso de las traves del marco tipo.

MARCO 4.

Este marco es el apoyo intermedio de las tres rampas y el área tributaria que definirá las cargas a soportar por este marco comprende 4.60 m a cada lado de su eje (figura 4.12 y figura 4.16), teniéndose una franja de 9.20 m de ancho, por lo que las cargas a ser soportadas en este caso son:

Cargas uniformemente repartidas.

Traves extremas (elementos 19, 21, 22, 24, 25, 27):

- Peso propio de las traves, $w_{oT} = 1.1400 \text{ ton/m.}$
- Carga muerta sobrepuesta total: $w_m = 2.665 \text{ ton/m.}$

$$\text{Losa de pisos, } w_{mP} = 325 \text{ kg/m}^2 (9.20 - 1.00)(0.001) = 2.665 \text{ ton/m}$$

- Carga viva : $w_v = 250 \text{ kg/m}^2 (9.20) (0.001) = 2.300 \text{ ton/m.}$
- Carga de reglamento: $W_r = 40 \text{ kg/m}^2 (9.2-1.0)(0.001) = 0.328 \text{ ton/m.}$

CARGA TOTAL MAXIMA DE SERVICIO, $W_s = 6.105 \text{ ton/m}$
CARGA TOTAL DE SERVICIO PARA DISEÑO, $W_t = 6.433 \text{ ton/m.}$

Traves centrales (elementos 20, 23, 26):

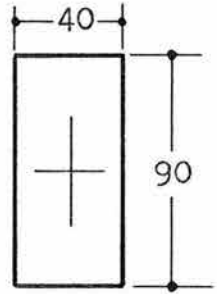
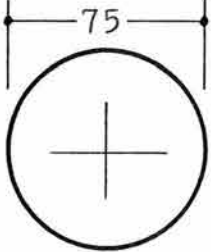
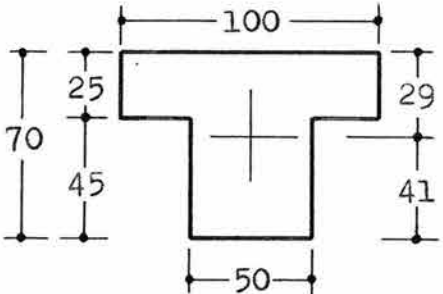
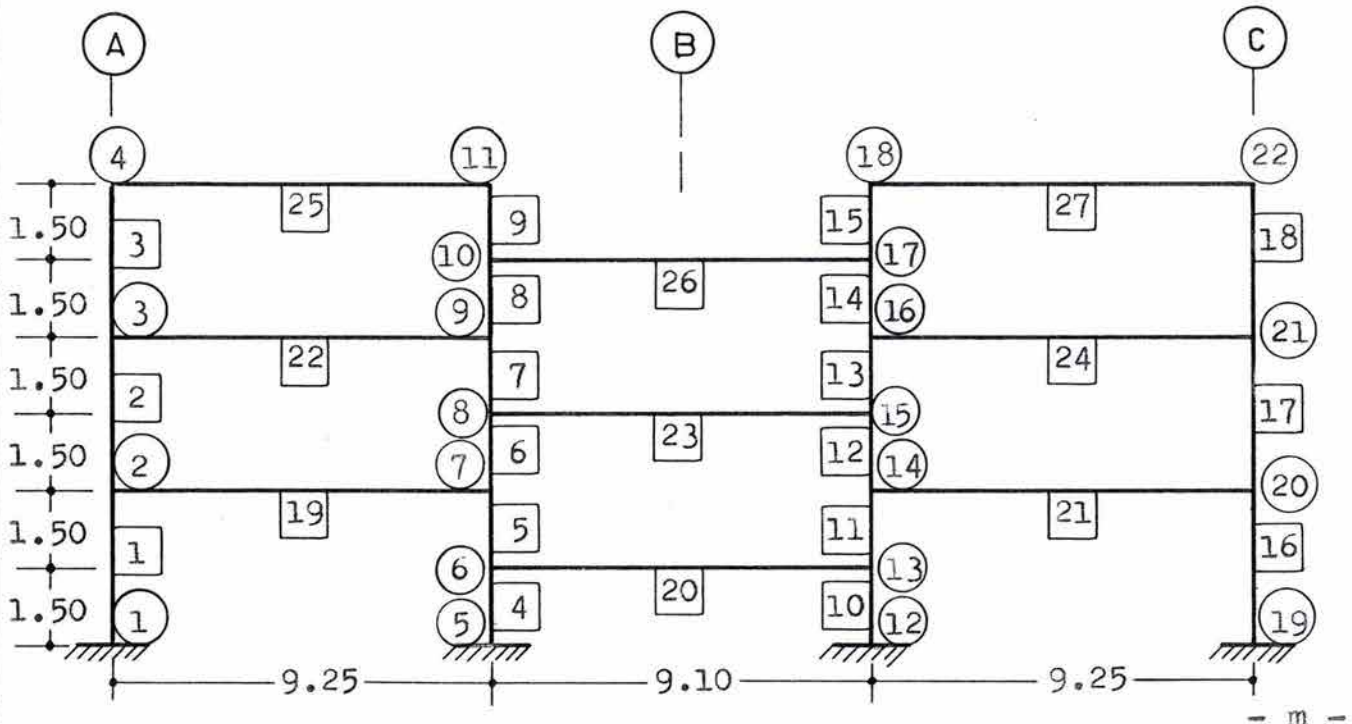
- Peso propio de las traves, $w_{oT} = 1.140 \text{ ton/m.}$
- Carga muerta sobrepuesta total: $w_m = 4.690 \text{ ton/m.}$

$$\text{Losa de rampas, } w_{mR} = 572 \text{ kg/m}^2 (9.20 - 1.00)(0.001) = 4.690 \text{ ton/m.}$$

- Carga viva : $w_v = 250 \text{ kg/m}^2 \times 9.20 \times 0.001 = 2.300 \text{ ton/m.}$
- Carga de reglamento: $W_r = 40 \text{ kg/m}^2 (9.2-1.0)(0.001) = 0.328 \text{ ton/m.}$

CARGA TOTAL MAXIMA DE SERVICIO, $W_s = 8.130 \text{ ton/m.}$
CARGA TOTAL DE SERVICIO PARA DISEÑO, $W_t = 8.458 \text{ ton/m.}$

Todas las cargas se consideran actuando sobre las traves de cada uno de los niveles del marco.



	Trabes	Columnas centrales	Columnas extremas
Ac (cm ²):	4 750	4 418	3 600
Ic (cm ⁴):	1 960 583.3	1 553 155.5	2 430 000
w ₀ (ton/m):	1.140	1.060	0.864
S ₁ (cm ³):	67 606		
S ₂ (cm ³):	47 819		

Secciones adoptadas para el análisis

FIG. 4.16. MARCO 4

Cargas concentradas.

En el nodo superior de cada columna se considera actuando su peso propio:

Nodos extremos: $P_r = 0.864 \text{ ton/m} \times 3.00 \text{ m} = 2.592 \text{ ton.}$

Nodos centrales: $P_c = 1.060 \text{ ton/m} \times 3.00 \text{ m} = 3.180 \text{ ton.}$

Preesfuerzo.

La fuerza de preesfuerzo efectivo P_e se determina de acuerdo a los principios del método de la carga balanceada considerando que la acción del tendón equilibrar una carga propuesta, y las trazas para el preesfuerzo serán parabólicas en cada claro de las traveses.

Traveses extremos (elementos 19, 21, 22, 24, 25, 27) (figura 4.16.):

Teniendo en cuenta la longitud del claro de estas traveses y la sobrecarga muerta, la carga a ser balanceada por el preesfuerzo en este caso será:

$$w_{bal} = w_oT + 0.40 w_m$$

$$w_{bal} = 1.140 + (0.45 \times 2.665) = 2.339 = 2.350 \text{ ton/m}$$

Para determinar la fuerza de preesfuerzo requerida se considera que la traza parabólica del tendón inicia en el paño interior de las columnas, por lo que el claro efectivo para equilibrar la carga será:

$$L_p = 9.25 - (0.90/2) - (0.75/2) = 8.425 \text{ m}$$

Y la flecha de la parábola de la traza de preesfuerzo queda definida considerando que el eje del tendón coincide con el centroide de la sección de concreto en los nodos extremos de las traveses (elevado a 41 cm de su cara inferior) y tiene un recubrimiento inferior de 3.00 cm en la línea central del claro (figura 4.17). Con estos parámetros la flecha de la parábola de preesfuerzo, es:

$$Y_p = 41 - 3 = 38 \text{ cm}$$

La fuerza de preesfuerzo requerida, para balancear la carga de 2.400 ton/m con $Y_p = 40.00 \text{ cm}$, es entonces:

$$P_e = \frac{w_{bal} L_p^2}{8 Y_p} = \frac{2.350 (8.425)^2}{8 (0.38)} = 54.869 \text{ ton.}$$

La relación de efectividad se toma como $R = 0.85$, con lo cual las pérdidas de preesfuerzo se estiman en 15 % de la fuerza de preesfuerzo inicial P_i , cuya magnitud será:

$$P_i = \frac{P_e}{R} = \frac{54.869}{0.85} = 64.551 \text{ ton.}$$

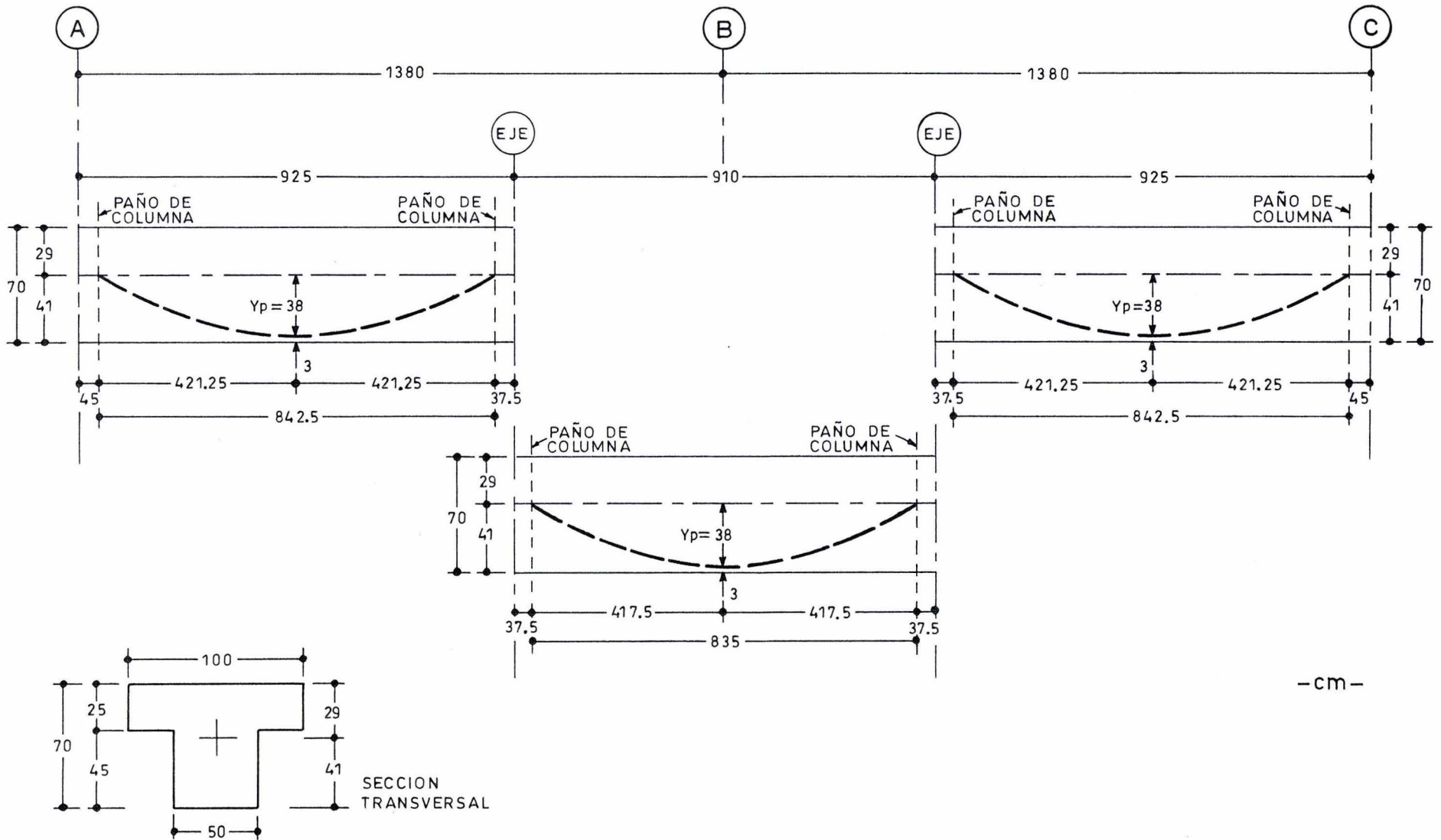


FIG. 4.17. TRAZAS PARA PREEFUERZO DE LAS TRABES DEL MARCO 4

La compresión promedio en el concreto, bajo la acción de la fuerza de preesfuerzo efectivo, P_e , resulta:

$$\frac{F}{A_c} = \frac{54869}{4750} = -11.55 \text{ kg/cm}^2$$

la cual es menor que el límite recomendado (-25 kg/cm^2) para elementos que están destinados a soportar fuerzas sísmicas, y también queda dentro del rango deseable

$$-9 \text{ kg/cm}^2 < -11.55 \text{ kg/cm}^2 < -35 \text{ kg/cm}^2.$$

Para suministrar la fuerza de preesfuerzo efectivo se usarán torones de 0.50" de diámetro cuya capacidad individual, después de ocurridas las pérdidas, es de:

$$11\,150 \text{ kg.}$$

y el número de torones que se requieren son:

$$N_t = \frac{54869}{11150} = 4.920 = 5 \text{ torones.}$$

Los efectos del preesfuerzo se revisarán para las condiciones inicial y final de servicio, por lo que es necesario analizar las trabes del marco con la carga equivalente que produce la fuerza de preesfuerzo inicial y para aquella que produce la fuerza de preesfuerzo efectivo.

Las cargas reactivas debidas al preesfuerzo, con las cuales se realizará el análisis, son entonces

$$w_{bal.P_i} = 2.764 \text{ ton/m}$$

$$w_{bal.P_e} = 2.350 \text{ ton/m}$$

La expresión que define la ubicación del centroide de la traza parabólica en el claro las trabes extremas del marco, es:

$$\begin{aligned} Y_p &= 38 \text{ cm} \\ L &= 842.5 \text{ cm} \\ X &= 421.25 \text{ cm} \\ 4P &= 4669.7779 \end{aligned}$$

$$Y = \frac{(X - 421.25)^2}{4669.7779} + 3$$

X se sustituye en centímetros considerada de izquierda a derecha a partir del paño de la columna extrema, y el resultado para Y queda expresado también en centímetros definido a partir de la cara inferior de la trabe.

Trabes centrales (elementos 20, 23, 26):

Considerando el claro de estas trabes así como las cargas muertas sobrepuestas a ser soportadas, la carga a ser balanceada por el preesfuerzo en este caso será:

$$w_{bal} = w_oT + 0.25 w_m$$

$$w_{bal} = 1.140 + (0.25 \times 4.690) = 2.312 = 2.400 \text{ ton/m}$$

Para determinar la fuerza de preesfuerzo requerida se considera que la traza parabólica del tendón inicia en el paño interior de las columnas, por lo que el claro efectivo para equilibrar la carga será:

$$L_p = 9.10 - (2 \times (0.75/2)) = 8.350 \text{ m}$$

y la flecha de la parábola de la traza de preesfuerzo queda definida considerando que el eje del tendón coincide con el centroide de la sección de concreto en los nodos extremos de las trabes (elevado a 41 cm de su cara inferior) y tiene un recubrimiento inferior de 3 cm en la línea central del claro (figura 4.17). Con estos parámetros la flecha de la parábola de preesfuerzo, es:

$$Y_p = 41 - 3 = 38 \text{ cm}$$

La fuerza de preesfuerzo requerida, para balancear la carga de 3.000 ton/m con $Y_p = 40.00 \text{ cm}$, es entonces:

$$P_e = \frac{w_{bal} L_p^2}{8 Y_p} = \frac{2.400 (8.350)^2}{8 (0.38)} = 55.044 \text{ ton.}$$

La relación de efectividad se toma como $R = 0.85$, con lo que las pérdidas de preesfuerzo se estiman en 15 % de la fuerza de preesfuerzo inicial P_i , cuya magnitud será:

$$P_i = \frac{P_e}{R} = \frac{55.044}{0.85} = 64.757 \text{ ton.}$$

La compresión promedio en el concreto, bajo la acción de la fuerza de preesfuerzo efectivo, P_e , resulta:

$$\frac{F}{A_c} = \frac{55044}{4750} = 11.588 \text{ kg/cm}^2$$

que es menor al limite recomendado ($- 25 \text{ kg/cm}^2$) para elementos que estén destinados a soportar fuerzas sísmicas y queda dentro del rango deseable:

$$- 9 \text{ kg/cm}^2 < - 11.588 \text{ kg/cm}^2 < - 35 \text{ kg/cm}^2.$$

Para suministrar la fuerza de preesfuerzo efectivo se usaran torones de 0.50" de diámetro cuya capacidad individual, después de ocurridas las pérdidas, es de:

$$11\ 150 \text{ kg.}$$

y el número de torones que se requieren son:

$$N_t = \frac{55044}{11150} = 4.93 = 5 \text{ torones.}$$

Los efectos del preesfuerzo se revisarán para las condiciones inicial y final de servicio, por lo que es necesario analizar las trabes del marco con la carga equivalente que produce la fuerza de preesfuerzo inicial y para aquella que produce la fuerza de preesfuerzo efectivo.

Las cargas reactivas debidas al preesfuerzo, con las cuales se realizará el análisis, son entonces:

$$w_{bal.Pi} = 2.823 \text{ ton/m}$$

$$w_{bal.Pe} = 2.400 \text{ ton/m}$$

La expresión que define la ubicación del centroide de la traza parabólica en el claro de las trabes centrales del marco, es:

$$\begin{aligned} Y_p &= 38 \text{ cm} \\ L &= 835 \text{ cm} \\ X &= 417.5 \text{ cm} \\ 4P &= 4587.0065 \end{aligned}$$

$$Y = \frac{(X - 417.50)^2}{4587.0065} + 3$$

X se sustituye en centímetros considerada de izquierda a derecha a partir del paño de la columna extrema, y el resultado para Y queda expresado también en centímetros definido a partir de la cara inferior de la trabe.

MARCO 5.

El marco del eje 5 esta formado por los mismos elementos que el marco tipo de la figura 4.14. Debido a las características del proyecto, las rampas que iniciaran en el Eje 3 y llegarán al siguiente nivel en el Eje 5 tendrían una pendiente de 16.3 %, sin embargo para proporcionar la pendiente apropiada de 15 % será necesario reducir la altura de entresuelo y prolongar la rampa 1.60 m después del Eje 5, lo cual afecta ligeramente a las trabes del marco de este eje. La solución para este caso, es incluir una depresión de 25 cm en la región de las rampas, es decir, las trabes estarán dobladas en un tramo de 4.50 m a cada lado del eje B para permitir prolongar la pendiente de las rampas más allá del eje del marco. Los efectos de los dobleces en las trabes serán mínimos y puede no tomarse en cuenta, de tal forma que puede considerarse que son rectas.

Por otra parte, el área tributaria para este marco comprende 4.60 m del entre-eje 4-5 y 3.50 m del entre-eje 5-6, teniéndose una franja de 8.10 m de ancho, donde queda circunscrita la cuarta parte de las rampas y el vano para el cubo de escaleras. La diferencia de peso entre las losas de piso, la losa de rampas y el pretil del nivel 3 no se considera en forma especial, simplemente se incluyen como cargas uniformemente distribuidas en la longitud total de las trabes del marco, por lo tanto las cargas a ser soportadas en este caso son:

Cargas uniformemente repartidas.

- Peso propio de las trabes, $w_{oT} = 1.200 \text{ ton/m}$.

- Carga muerta sobrepuesta total, $w_m = 2.610 \text{ ton/m}$.

$$w_{mP} = 325 \text{ kg/m}^2 (8.1 - 1.0) (13.80) (2) (0.001) = 63.687 \text{ ton.}$$

$$325 \text{ kg/m}^2 \times 9.10 (4.60 - 0.50) (0.001) = - 12.126 \text{ ton.}$$

$$325 \text{ kg/m}^2 \times 3.0 (3.2) (0.001) = - 3.120 \text{ ton.}$$

$$w_{mR} = 572 \text{ kg/m}^2 (9.10)(4.60 - 0.50) (0.001) = 21.341 \text{ ton.}$$

$$\text{-----}$$
$$69.782 \text{ ton.}$$

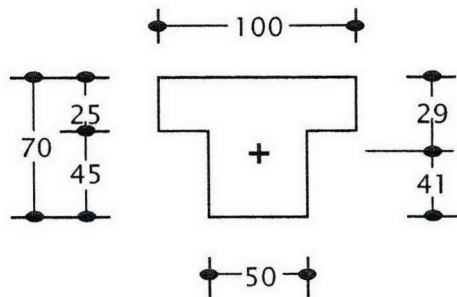
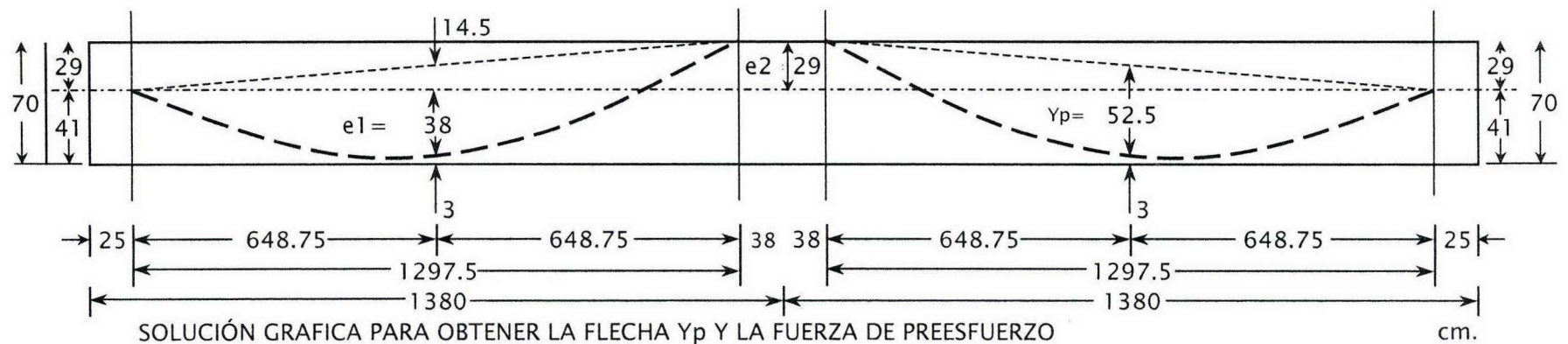
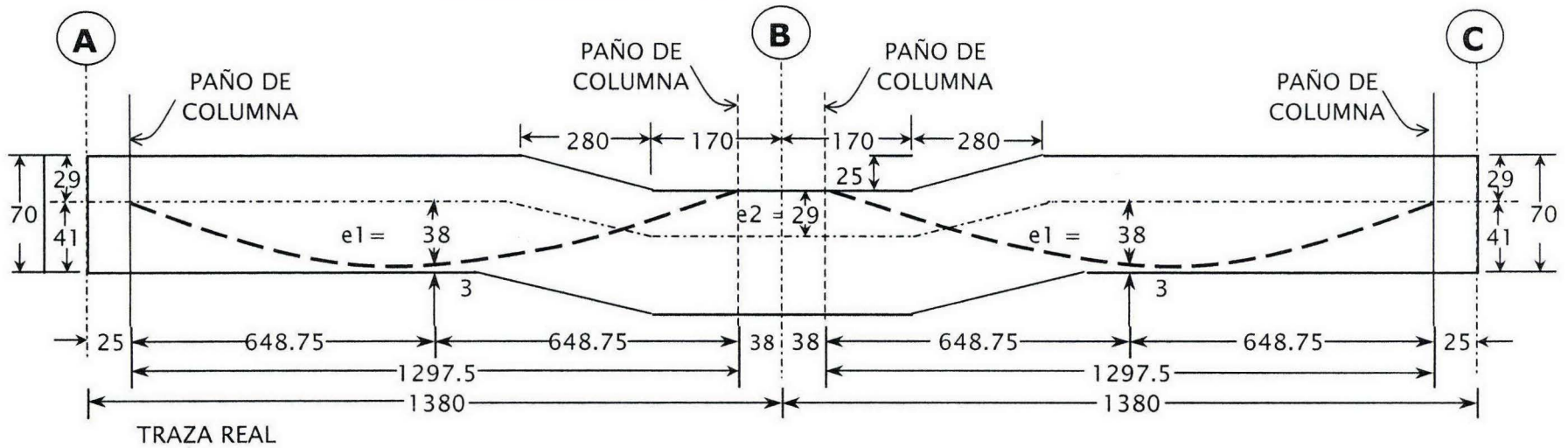
$$w_{mP} = \frac{69.782}{2 (13.80)} = 2.528 \text{ ton/m.}$$

- Carga viva: $w_v = 250 \text{ kg/m}^2 (8.10)(0.001) = 2.025 \text{ ton/m}$.

- Carga de reglamento: $W_r = 40 \text{ kg/m}^2 (8.10)(0.001) = 0.324 \text{ ton/m}$.

CARGA TOTAL MAXIMA DE SERVICIO: $W_s = 5.693 \text{ ton/m}$

CARGA TOTAL DE SERVICIO PARA DISEÑO: $W_t = 6.017 \text{ ton/m}$.



SECCIÓN
TRANSVERSAL

$$A_c = 4\,750 \text{ cm}^2$$

$$I_c = 1\,960\,583.3 \text{ cm}^4$$

$$S_1 = 67\,606 \text{ cm}^3$$

$$S_2 = 47\,819 \text{ cm}^3$$

FIG. 4.18. TRAZAS PARA PREEFUERZO DE LAS TRABES DEL MARCO 5

Cargas concentradas.

En el nodo superior de cada columna se considera actuando su peso propio:

Nodos extremos: $P_r = 0.864 \text{ ton/m} \times 3.00 \text{ m} = 2.592 \text{ ton.}$

Nodos centrales: $P_c = 1.060 \text{ ton/m} \times 3.00 \text{ m} = 3.180 \text{ ton.}$

Preesfuerzo.

El preesfuerzo de estas traveses se proporcionará con un tendón de traza parabólica en cada claro, el cual queda alojado dentro de la trabe deprimida de acuerdo con las siguientes consideraciones: el eje del tendón coincide con el centroide de la sección de concreto en los nodos extremos de las traveses (elevado a 41 cm de su cara inferior) en el paño de las columnas, tiene un recubrimiento inferior de 3 cm en la línea central de cada claro, y coincide con el paño superior de la trabe justamente en el paño de la columna interior del eje B (figura 4.18).

La descripción anterior corresponde a la traza real y la determinación de los efectos del preesfuerzo no se pueden determinar en forma directa debido a los quiebres que tiene la trabe, sin embargo, con el fin de determinar los parámetros geométricos y la fuerza de preesfuerzo requerida, se recurrirá a un procedimiento gráfico que consiste en transferir la traza real, de la trabe de eje doblado, a una trabe de eje recto (figura 4.18).

Esto se logra considerando como excentricidades de control las siguientes excentricidades de la traza real:

$e_1 = 38 \text{ cm}$, en las columnas de apoyo extremas.

$e_2 = 29 \text{ cm}$, en la columna de apoyo interior.

que al transferirlas a la trabe de eje recto y unir las con las parábolas del tendón se obtiene la traza con la cual puede calcularse la flecha de la parábola de preesfuerzo y las fuerzas reactivas.

La flecha de la parábola de la traza de preesfuerzo en cada claro es entonces:

$$Y_p = \frac{29}{2} + 38 = 52.5 \text{ cm}$$

que es la misma que para el caso de las traveses del marco tipo.

La carga a ser balanceada por el preesfuerzo, dadas las características geométricas de la traza del tendón, serán en este caso igual que en las traveses del marco tipo:

$w_{bal} = 3.340 \text{ ton/m.}$

$L_p = 12.975 \text{ m.}$

$$P_e = 133.800 \text{ ton.}$$

$$P_i = 157.411 \text{ ton.}$$

$$\frac{F}{A_c} = \frac{133800}{4750} = - 28.168 \text{ kg/cm}^2.$$

Nt = 12 torones de 0.50" de diámetro.

Las cargas reactivas debidas al preesfuerzo, con las cuales se realizará el análisis, son:

$$w_{bal.P_i} = 3.929 \text{ ton/m.}$$

$$w_{bal.P_e} = 3.340 \text{ ton/m.}$$

estas cargas se consideran como cualquier otra actuando sobre las traveses del marco.

Las expresiones para obtener la posición de la traza real del tendón de preesfuerzo son:

- claro izquierdo

$$Y = 38 + ((29-25)/2) = 40 \text{ cm}$$

$$L = 1297.5 \text{ cm}$$

$$X = 648.75 \text{ cm}$$

$$4P = 10521.9140$$

$$Y = \frac{(X - 648.75)^2}{10521.9140} + (X - 648.75) \left(\frac{4}{1297.5} \right) - (40 - 41)$$

- claro derecho

$$Y_p = 40 \text{ cm}$$

$$L = 1297.5 \text{ cm}$$

$$X = 648.75 \text{ cm}$$

$$4P = 10521.9140$$

$$Y = \frac{(X - 648.75)^2}{10521.9140} - (X - 648.75) \left(\frac{8}{1297.5} \right) + 3$$

En ambos caso, X se sustituye en centímetros considerada de izquierda a derecha, a partir del paño de la columna, y el resultado para Y queda expresado también en centímetros definido a

partir de la cara inferior de las trabes en sus tramos rectos a cada lado del área deprimida, incluyendo las coordenadas de esta área.

Los momentos primarios y los momentos secundarios producidos por el preesfuerzo se pueden obtener a partir de la traza parabólica en la trabe virtual de eje recto. Las expresiones que definen la ubicación del centroide de las trazas parabólicas en los claros de las trabes para este caso son las mismas que para la traza de preesfuerzo de las trabes del marco tipo:

- claro izquierdo

$$\begin{aligned} Y_p &= 52.5 \text{ cm} \\ L &= 1297.5 \text{ cm} \\ X &= 648.75 \text{ cm} \\ 4P &= 8016.6964 \end{aligned}$$

$$Y = \frac{(X - 648.75)^2}{8016.6964} + (X - 648.75) \left(\frac{29}{1297.5} \right) - (52.5 - 41)$$

- claro derecho

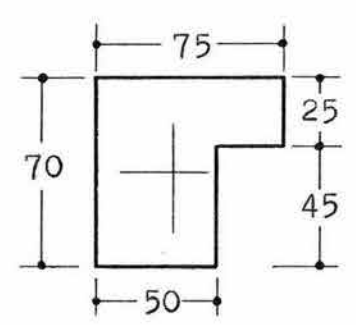
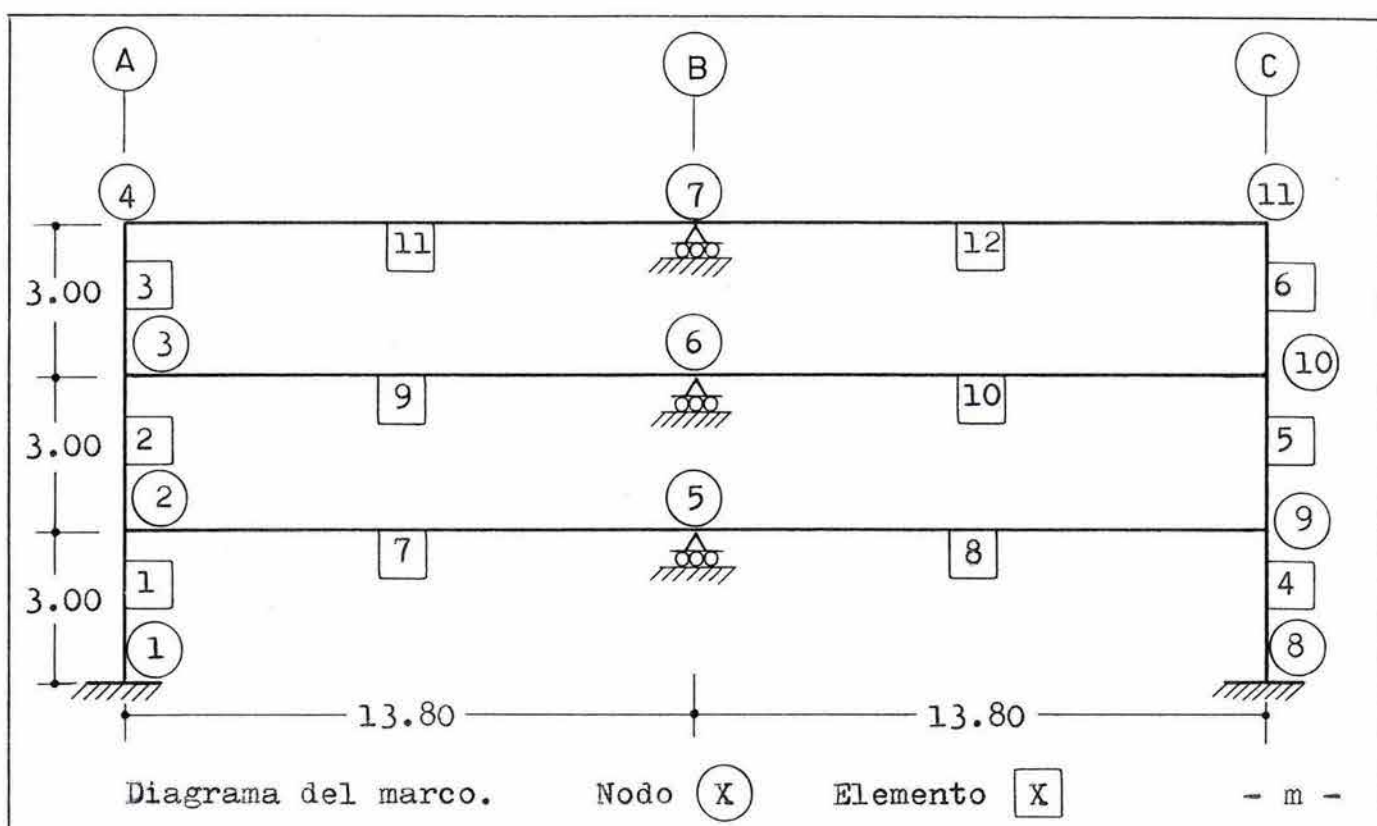
$$\begin{aligned} Y_p &= 52.5 \text{ cm} \\ L &= 1297.5 \text{ cm} \\ X &= 648.75 \text{ cm} \\ 4P &= 8016.6964 \end{aligned}$$

$$Y = \frac{(X - 648.75)^2}{8016.6964} - (X - 648.75) \left(\frac{35}{1297.5} \right) + 3$$

En ambos caso, X se sustituye en centímetros considerada de izquierda a derecha, a partir del paño de la columna, y el resultado para Y queda expresado también en centímetros definido a partir de la cara inferior de las trabes.

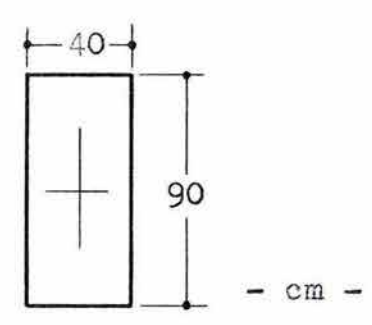
MARCO 12.

El Marco 12 (figura 4.19) se analiza con las cargas que actúan sobre el área de losa que es tributaria a este (figura 4.12), la cual abarca 4.60 m del entre-eje 11-12 hasta una línea que divide en segmentos equivalentes el área triangular entre los ejes 12 y 13. En este caso las cargas no serán de la misma magnitud en ambos claros de las trabes, debido a las características geométricas de las áreas tributarias.



Trabes

Ac: 4 125
 Ic: 1 730 184.6
 wo: 0.990



Columnas

3 600 cm²
 2 430 000 cm⁴
 0.864 ton/m

Secciones adoptadas para el análisis.

FIG. 4.19. MARCO 12

Los apoyos 5, 6 y 7 son las traveses de los pisos 1, 2 y 3 del marco B2 del sentido perpendicular del edificio, que funcionarían como traveses de transferencia de carga.

Cargas uniformemente repartidas.

- Peso propio de las traveses, $w_{oL} = 0.990 \text{ ton/m}$
- Carga muerta sobrepuesta total: claro A-B, $w_m = 1.395 \text{ ton/m}$.
claro B-C, $w_m = 1.734 \text{ ton/m}$.

Claro A-B
Losa de pisos,

$$w_{mP} = 325 \text{ kg/m}^2 \left(\frac{(4.6-0.75) + (5.6-0.75)}{2} \right) (0.001) = 1.413 \text{ ton/m}$$

Claro B-C
Losa de pisos,

$$w_{mP} = 325 \text{ kg/m}^2 \left(\frac{(5.6-0.75) + (6.6-0.75)}{2} \right) (0.001) = 1.738 \text{ ton/m}$$

- Carga viva : claros A-B, $w_v = 1.275 \text{ ton/m}$.
claros B-C, $w_v = 1.525 \text{ ton/m}$.

$$w_v = 250 \text{ kg/m}^2 \left(\frac{4.6 + 5.6}{2} \right) (0.001) = 1.275 \text{ ton/m}$$

$$w_v = 250 \text{ kg/m}^2 \left(\frac{5.6 + 6.6}{2} \right) (0.001) = 1.525 \text{ ton/m}$$

- Carga de reglamento: claros A-B, $w_r = 0.204 \text{ ton/m}$.
claros B-C, $w_r = 0.244 \text{ ton/m}$.

$$w_r = 40 \text{ kg/m}^2 \left(\frac{4.6 + 5.6}{2} \right) (0.001) = 0.204 \text{ ton/m}$$

$$w_r = 40 \text{ kg/m}^2 \left(\frac{5.6 + 6.6}{2} \right) (0.001) = 0.244 \text{ ton/m}$$

CARGA TOTAL MAXIMA DE SERVICIO, claro A-B, $W_s = 3.678 \text{ ton/m}$.
claro B-C, $W_s = 4.253 \text{ ton/m}$.

CARGA TOTAL DE SERVICIO PARA DISEÑO, claro A-B, $W_t = 3.882 \text{ ton/m}$.
claro B-C, $W_t = 4.497 \text{ ton/m}$.

Todas las cargas se consideran actuando sobre las traveses de cada uno de los niveles del marco.

Cargas concentradas.

En el nodo superior de cada columna se considera actuando su peso propio:

Nodos extremos: $P_r = 0.864 \text{ ton/m} \times 3.00 \text{ m} = 2.592 \text{ ton}$.

Preesfuerzo.

Las traveses de este marco no serán preesforzadas.

MARCO 13.

El Marco 13 (figura 4.20) se analiza con las cargas que actúan sobre el área de losa que es tributaria a este la cual abarca desde la línea que divide en segmentos equivalentes el área triangular entre los ejes 12 y 13, hasta el eje 13 (figura 4.12).

Al igual que en el caso de las traveses del marco 12, las cargas no serán de la misma magnitud en los dos claros de las traveses debido a las características geométricas de las áreas tributarias.

Cargas uniformemente repartidas.

- Peso propio de las traveses, $w_o(25 \times 70) = 0.420 \text{ ton/m}$
- Carga muerta sobrepuesta total: claro A-B, $w_m = 0.487 \text{ ton/m}$.
claro B-C, $w_m = 0.812 \text{ ton/m}$.

Muro perimetral, $w_{mur} = 0.324 \text{ ton/m}$

Claro A-B

Losa de pisos,

$$w_{mP} = 325 \text{ kg/m}^2 \left(\frac{0.00 + 1.00}{2} \right) (0.001) = 0.163 \text{ ton/m}$$

Claro B-C

Losa de pisos,

$$w_{mP} = 325 \text{ kg/m}^2 \left(\frac{1.00 + 2.00}{2} \right) (0.001) = 0.488 \text{ ton/m}$$

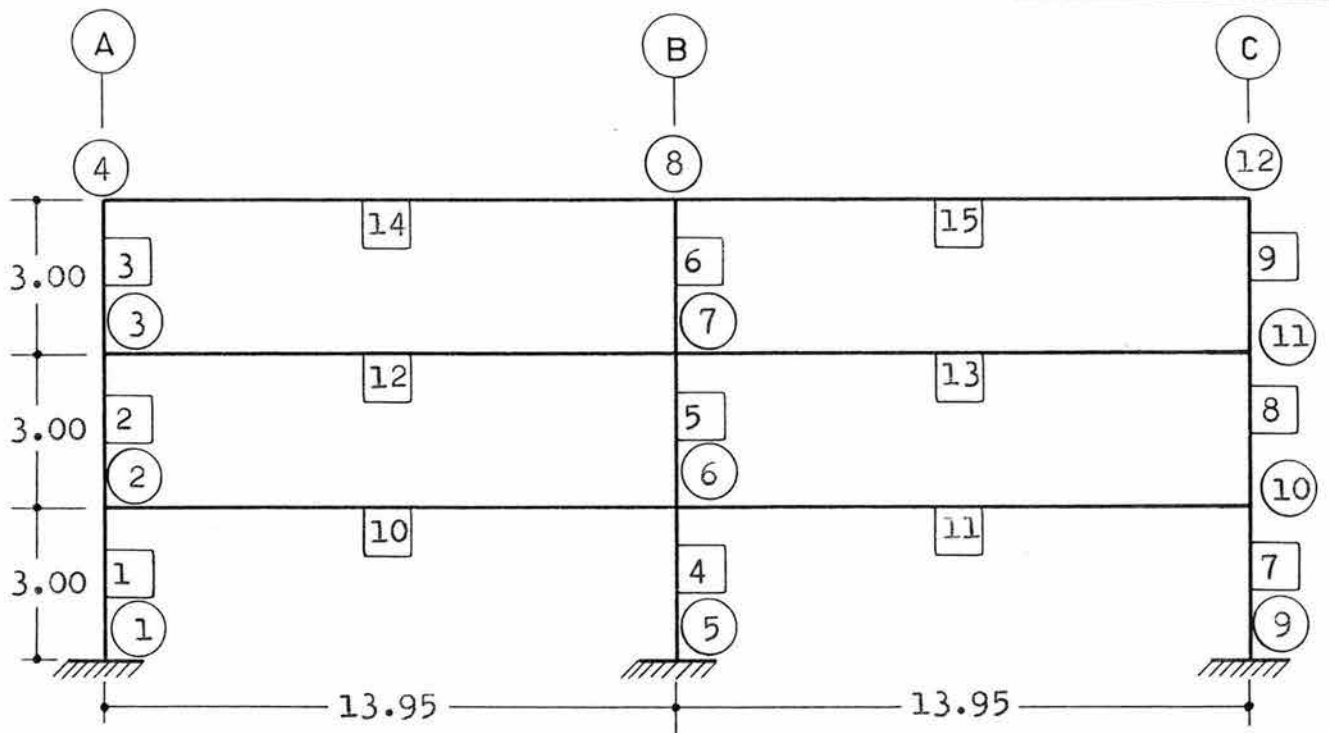
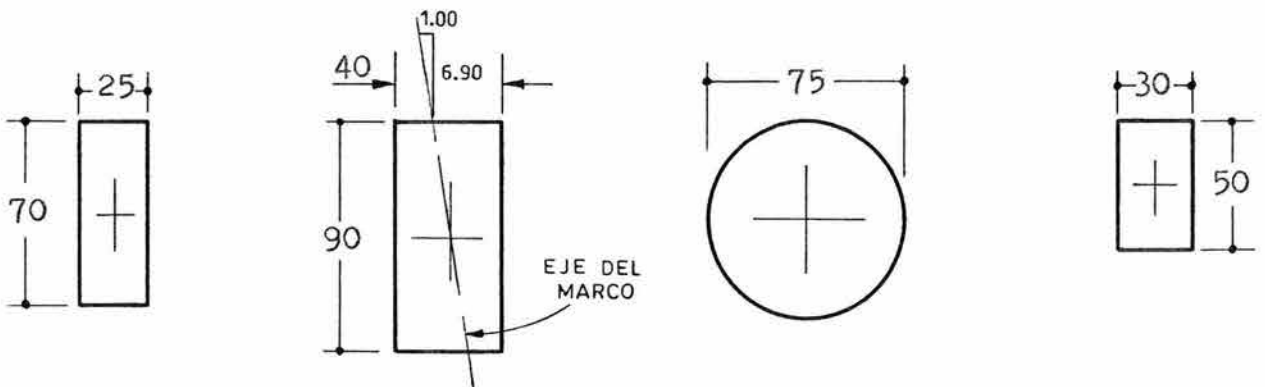


Diagrama del marco.

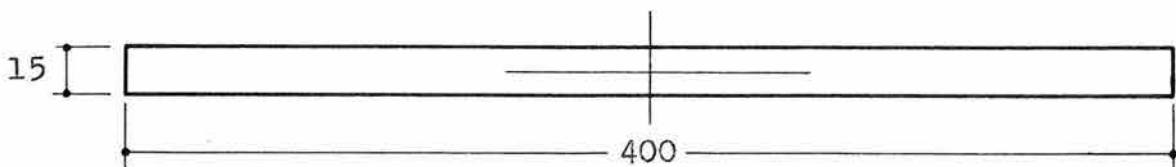
Nodo (X)

Elemento [X]

- m -



	Trabes	Columnas Eje A	Columnas Eje B	Columnas Eje C
$A_c(\text{cm}^2)$:	1 750	3 600	4 418	1 500
$I_c(\text{cm}^4)$:	714 583.3	2 389 884.8	1 553 155.5	312 500
$w_o(\text{ton/m})$:	0.420	0.864	1.060	0.360



Muro de rigidez. $A_c = 6\,000\text{ cm}^2$. $I_c = 80\,000\,000\text{ cm}^4$. $w_o = 1.44\text{ ton/m}$

Secciones adoptadas para el análisis.

FIG. 4.20. MARCO 13

- Carga viva : claros A-B, $wv = 0.125 \text{ ton/m}$.
claros B-C, $wv = 0.375 \text{ ton/m}$.

$$wv = 250 \text{ kg/m}^2 \left(\frac{0.0 + 1.0}{2} \right) (0.001) = 0.125 \text{ ton/m}$$

$$wv = 250 \text{ kg/m}^2 \left(\frac{1.0 + 2.0}{2} \right) (0.001) = 0.375 \text{ ton/m}$$

- Carga de reglamento: claros A-B, $wv = 0.020 \text{ ton/m}$.
claros B-C, $wv = 0.060 \text{ ton/m}$.

$$wr = 40 \text{ kg/m}^2 \left(\frac{0.0 + 1.0}{2} \right) (0.001) = 0.020 \text{ ton/m}$$

$$wr = 40 \text{ kg/m}^2 \left(\frac{1.0 + 2.0}{2} \right) (0.001) = 0.060 \text{ ton/m}$$

CARGA TOTAL MAXIMA DE SERVICIO, claro A-B, $Ws = 1.032 \text{ ton/m}$.
claro B-C, $Ws = 1.607 \text{ ton/m}$.

CARGA TOTAL DE SERVICIO PARA DISEÑO, claro A-B, $Wt = 1.052 \text{ ton/m}$.
claro B-C, $Wt = 1.667 \text{ ton/m}$.

Todas las cargas se consideran actuando sobre las traves de cada uno de los niveles del marco.

Cargas concentradas.

En el nodo superior de cada columna se considera actuando su peso propio:

Nodos eje B: $Pc = 1.060 \text{ ton/m} \times 3.00 \text{ m} = 3.180 \text{ ton}$.

Nodos eje C: $Po(50 \times 30) = 0.36 \text{ ton/m} \times 3.00 \text{ m} = 1.08 \text{ ton}$.

Preesfuerzo.

Las traves de este marco tampoco serán preesforzadas.

MARCOS A y C.

Las cargas gravitacionales que se consideran para estos marcos es solo su peso propio, que es el de las secciones propuestas (figuras 4.21 y 4.23), y los muros perimetrales que serán colocados directamente sobre las trabes.

En el sistema de marco plano actuarán las cargas distribuidas sobre las trabes, sin incluir el peso de las columnas, que fue considerado en los marcos perpendiculares.

Cargas uniformemente repartidas.

- Peso propio de las trabes, $w_o(25 \times 70) = 0.420 \text{ ton/m}$.

- Carga muerta sobrepuesta total: $w_{mur} = 0.324 \text{ ton/m}$.

CARGA TOTAL MAXIMA DE SERVICIO, $W_s = 0.774 \text{ ton/m}$

CARGA TOTAL DE SERVICIO PARA DISEÑO, $W_t = 0.774 \text{ ton/m}$.

MARCO B1.

En el sistema de este marco plano actuarán las cargas distribuidas sobre las trabes, debidas a su peso propio, sin incluir el peso de las columnas que se considero en los marcos perpendiculares (figura 4.22).

Cargas uniformemente repartidas.

- Peso propio de las trabes, $w_o(40 \times 75) = 0.672 \text{ ton/m}$.

CARGA TOTAL MAXIMA DE SERVICIO, $W_s = 0.672 \text{ ton/m}$.

CARGA TOTAL DE SERVICIO PARA DISEÑO, $W_t = 0.672 \text{ ton/m}$.

MARCO B2.

En este marco, además de las carga uniformemente distribuida debida al peso propio de las trabes, se considerará las reacciones que resultan de la viga adicional en las losas y la reacción del apoyo central de las trabes del marco 12, las cuales actúan como cargas concentradas en las trabes de este marco (figura 4.22). Tampoco se incluye el peso de las columnas que fue considerado en los marcos perpendiculares.

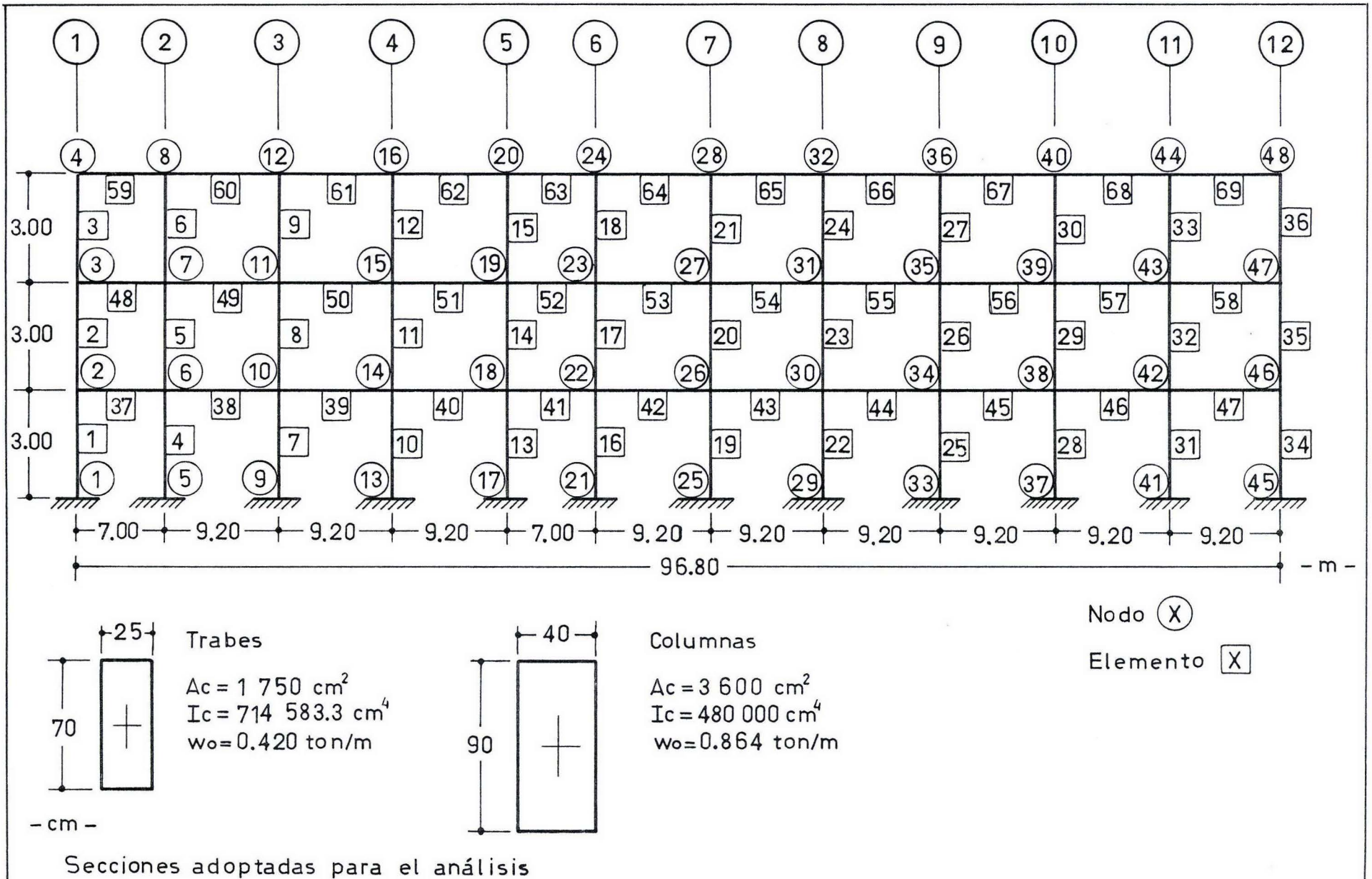


FIG. 4.21. MARCO A

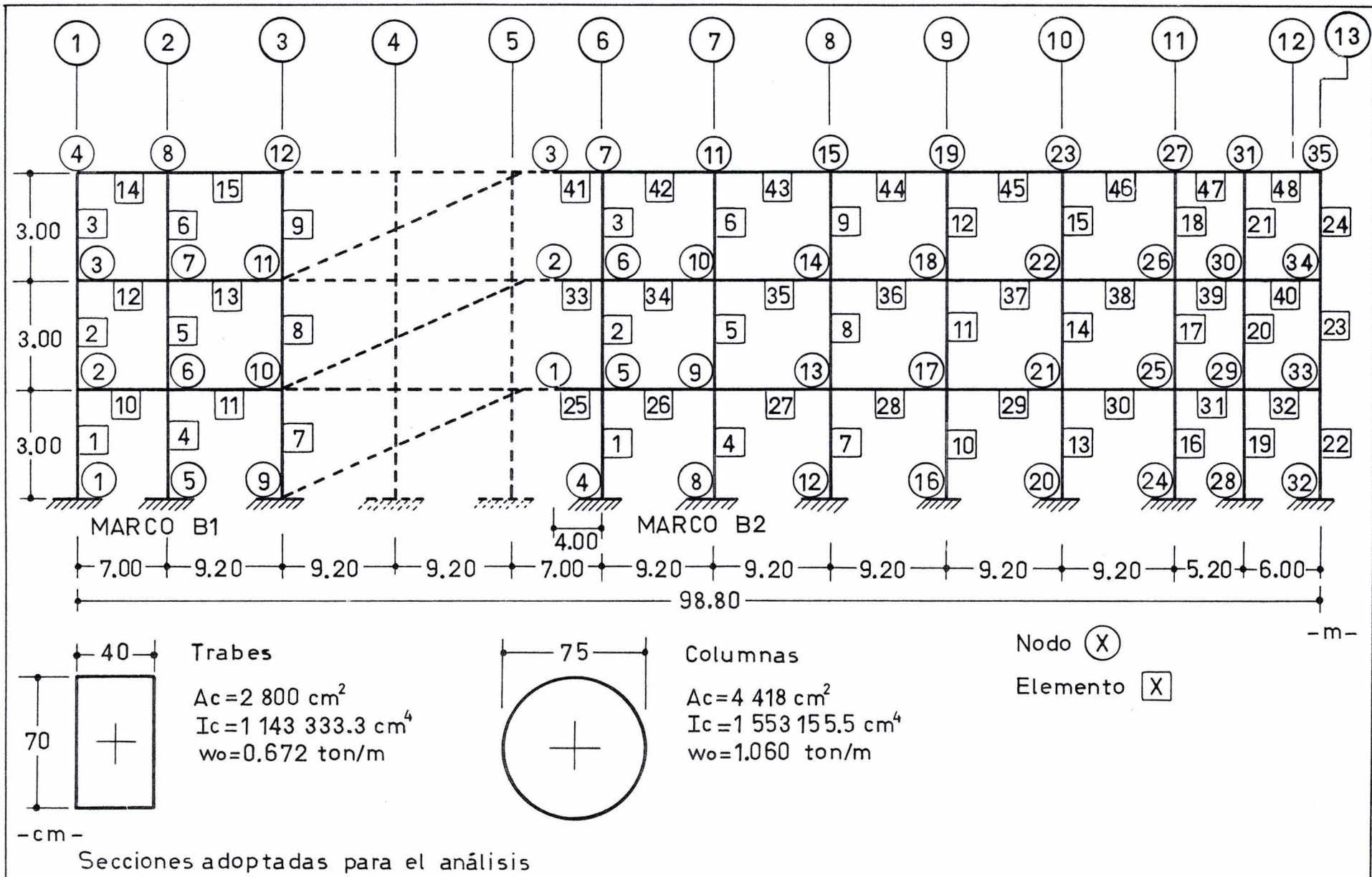
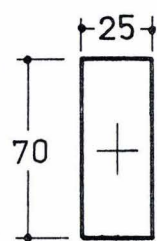
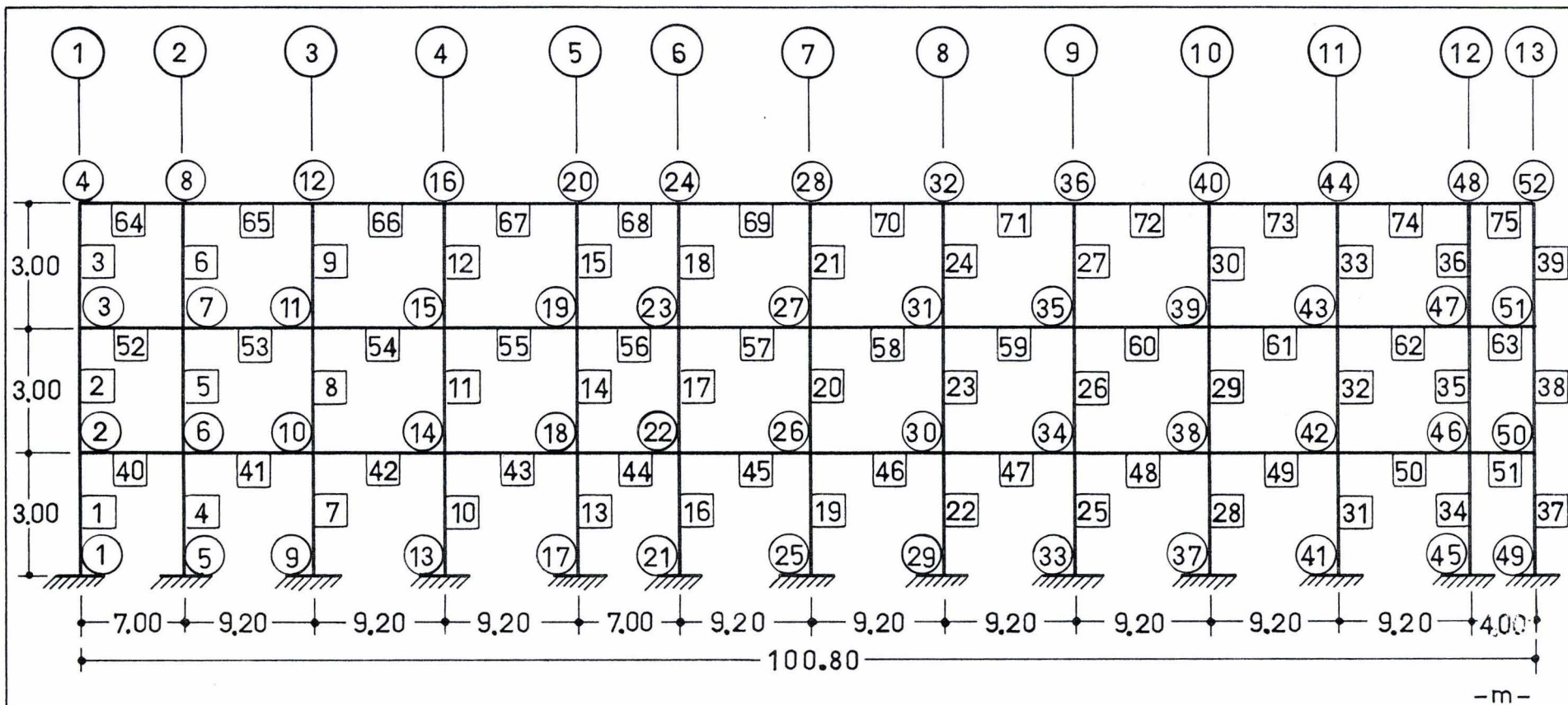
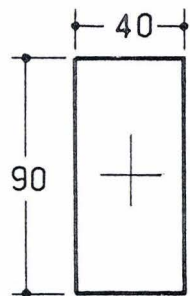


FIG. 4.22. MARCO EJE B



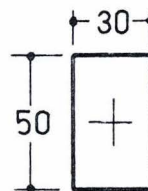
Trabes

$A_c = 1750 \text{ cm}^2$
 $I_c = 714\,583.3 \text{ cm}^4$
 $w_o = 0.420 \text{ ton/m}$



Columnas

$A_c = 3600 \text{ cm}^2$
 $I_c = 480\,000 \text{ cm}^4$
 $w_o = 0.864 \text{ ton/m}$



Columnas
Eje 13

$A_c = 1500 \text{ cm}^2$
 $I_c = 112\,500 \text{ cm}^4$
 $w_o = 0.360 \text{ ton/m}$

Nodo (X)

Elemento [X]

-cm-

Secciones adoptadas para el análisis

FIG. 4.23. MARCO C

Cargas uniformemente repartidas.

- Peso propio de las traves, $w_o(40 \times 75) = 0.672 \text{ ton/m}$.

CARGA TOTAL MAXIMA DE SERVICIO, $W_s = 0.720 \text{ ton/m}$

CARGA TOTAL DE SERVICIO PARA DISEÑO, $W_t = 0.720 \text{ ton/m}$.

Cargas concentradas.

- En el extremo del cantiliver de los elementos 25, 33 y 41 (nodos 1, 2 y 3) del marco (figura 4.22), se considera la carga debida a la viga adicional de las losas postensadas:

CARGA TOTAL DE SERVICIO PARA DISEÑO, $R_6 = 2.318 \text{ ton}$.

- En el eje 12, sobre los elementos 32, 40 y 48, A 2.00 m de los nodos 33, 34 y 35 del marco (figura 4.22), se considera la reacción de apoyo de los apoyos centrales del marco 12 que se analiza como cargas concentradas en las traves del marco que funcionan como traves de transferencia de carga, la carga concentrada calculada es:

CARGA TOTAL DE SERVICIO PARA DISEÑO, $R_{12} = 58.000 \text{ ton}$

$$R_{12} = \frac{3.888 \text{ ton/m} + 4.503 \text{ ton/m}}{2} (13.8) = 57.898 \text{ ton}.$$

Nota:

En el análisis de la estructura se considera que las cargas gravitacionales actúan hacia abajo y tienen signo negativo, y las cargas reactivas del preesfuerzo actúan hacia arriba y tienen signo positivo. Las cargas reactivas debidas al preesfuerzo sólo se consideran para determinar los efectos en las traves pero su influencia no tiene efecto en el análisis y diseño de las columnas de apoyo de los marcos, sólo se debe considerar los momentos y fuerzas cortantes transferidos por las traves preesforzadas hacia las columnas.

4.9.4.4. Resumen de cargas gravitacionales y cargas reactivas del preesfuerzo.

En la siguiente tabla se presenta el resumen de las cargas gravitacionales y las debidas al preesfuerzo que se incluirán en el análisis de los elementos estructurales.

MARCO	ELEMENTOS	Cargas actuando en las trabes								
		wo	wm	wv máx.	wv med.	wv inst.	wr	W total wo+wm +wvmax +wr	Pe	wbal Pe
		Ton/m	Ton/m	Ton/m	Ton/m	Ton/m	Ton/m		Ton	Ton/m
1	10,11,12,13, 14,15	-0.990	-1.271	-0.875	-0.140	-0.350	-0.140	-3.276	---	---
2	10,11,12,13, 14,15	-1.140	-2.307	-2.025	-0.324	-0.810	-0.324	-5.796	133.80	3.340
3	14,15	-1.140	-2.418	-1.921	-0.307	-0.768	-0.274	-5.753	133.80	3.340
	10,11,12,13	-1.140	-2.998	-2.300	-0.368	-0.920	-0.328	-6.766	133.80	3.340
4	19,21,22,24, 25,27	-1.140	-2.665	-2.300	-0.368	-0.920	-0.328	-6.433	54.87	2.350
	20,23,26	-1.140	-4.690	-2.300	-0.368	-0.920	-0.328	-8.458	55.04	2.400
5	10,11,12,13, 14,15	-1.140	-2.528	-2.025	-0.324	-0.810	-0.324	-6.017	133.80	3.340
6	10,11,12,13, 14,15	-1.140	-2.307	-2.025	-0.324	-0.810	-0.324	-5.796	133.80	3.340
7	10,11,12,13, 14,15	-1.140	-2.665	-2.300	-0.368	-0.920	-0.368	-6.473	133.80	3.340
8	10,11,12,13, 14,15	-1.140	-2.665	-2.300	-0.368	-0.920	-0.368	-6.473	133.80	3.340
9	10,11,12,13, 14,15	-1.140	-2.665	-2.300	-0.368	-0.920	-0.368	-6.473	133.80	3.340
10	10,11,12,13, 14,15	-1.140	-2.665	-2.300	-0.368	-0.920	-0.368	-6.473	133.80	3.340
11	10,11,12,13, 14,15	-1.140	-2.665	-2.300	-0.368	-0.920	-0.368	-6.473	133.80	3.340
12	7,9,11	-0.990	-1.401	-1.275	-0.204	-0.510	-0.204	-3.870	---	---
	8,10,12	-0.990	-1.738	-1.525	-0.244	-0.610	-0.244	-4.497	---	---
13	10,12,14	-0.420	-0.487	-0.125	-0.020	-0.050	-0.020	-1.052	---	---
	11,13,15	-0.420	-0.812	-0.375	-0.060	-0.150	-0.060	-1.667	---	---
A	37 a 69	-0.420	-0.324					-0.774	---	---
B1	10 a 15	-0.672						-0.672	---	---
	25,33,41							-2.3 ton	---	---
B2	25 a 48	-0.672						0.672	---	---
	32,40,48							-58 ton	---	---
C	40 a 75	-0.420	-0.324					0.774	---	---

4.9.5. Análisis de cargas gravitacionales y determinación de las fuerzas producidas por sismo.

4.9.5.1. Generalidades.

La obtención de los efectos sísmicos se hará usando el Método Estático, según lo permiten las Normas Técnicas Complementarias Para Diseño Por Sismo para estructuras que tengan una altura no mayor a 60.00 m.

El factor de comportamiento sísmico que se usará, es el previsto por las normas para cuando la resistencia sea suministrada por elementos de concreto prefabricado, preesforzado o por marcos de concreto reforzado colados in situ.

Por otra parte, el edificio para estacionamiento cumple con la mayor parte de las condiciones de regularidad recomendadas por las mismas normas, a excepción de la relación largo a ancho de la base que resulta de $98.80/27.60 = 3.57$ excediendo el valor límite de 2.50. Por esta razón el factor de comportamiento sísmico, Q , se multiplicará por 0.80 para obtener las fuerzas cortantes de entrepisos.

De acuerdo a la zonificación y tipo de estructura quedan establecidos los siguientes datos:

- Coeficiente sísmico, $c = 0.32$.
- Ordenada espectral al origen, $a_0 = 0.10$.
- Factor de comportamiento sísmico, $Q = 2$.

Para facilitar el análisis se consideran dos ejes coordenados (X, Y) cuyo origen se encuentra en la intersección de los ejes de proyecto 1 y A, siendo el eje X paralelo al eje A del edificio, y las fuerzas serán positivas actuando de izquierda a derecha y de abajo hacia arriba.

4.9.5.2. Determinación del peso que gravita en cada piso de la estructura.

Para determinar las fuerzas horizontales equivalentes debidas a sismo, en cada piso de la estructura se supondrá concentrado el peso de todos los elementos que estén circunscritos en una franja limitada por la mitad superior del entrepiso inferior hasta la mitad inferior del entrepiso superior.

Piso 3.

$$\begin{aligned} \text{Losa:} \quad & 2 \times (7.0 - 1.0) \times 27.80 \times (0.325) = 108.420 \\ & 7 \times (9.2 - 1.0) \times 27.80 \times (0.325) = 518.609 \\ & 4 \times (9.2 - 2.0) \times (13.8 - 4.55) \times (0.325) = 86.580 \\ & 0.5 \times 4.0 \times 27.80 \times (0.325) = 18.070 \end{aligned}$$

$$\text{Rampa:} \quad (9.2 - 1.0) \times 9.10 \times 0.572 = 42.683$$

$$\text{Muros:} \quad (96.8 + 100.8 + 27.8 + 27.8) \times 0.184 = 46.588$$

Trabes T:	$10 \times (27.8 - (0.9 + 0.75)) \times 1.140 = 298.110$
Trabes L:	$2 \times (27.8 - (0.9 + 0.75)) \times 0.99 = 51.777$
Trabes 25 x 70:	$(27.8 - (0.9 + 0.75)) \times 0.42 = 10.938$ $((96.8 + 100.8) - (10 \times 0.45 \times 2)) \times 0.42 = 79.212$
Trabes 40 x 70:	$(98.8 - (10 \times 0.75)) \times 0.672 = 61.353$
Trabes 40 x 70:	$98.8 \times 0.672 = 66.393$
Columnas centrales:	$14 \times 1.50 \times 1.06 = 22.260$
Columnas extremas:	$24 \times 1.50 \times 0.864 = 31.104$ $1.50 \times 0.360 = 0.540$
	----- 1442.637
Carga viva:	$((98.8 \times 27.8) - (9.2 \times 9.1)) \times 0.1 = 266.292$
	----- 1708.929

W3 = 1700 ton.

Piso 2.

Losas:	$2 \times (7.0 - 1.0) \times 27.80 \times (0.325) = 108.420$ $7 \times (9.2 - 1.0) \times 27.80 \times (0.325) = 518.609$ $4 \times (9.2 - 2.0) \times (13.8 - 4.55) \times (0.325) = 86.580$ $0.5 \times 4.0 \times 27.80 \times (0.325) = 18.070$
Rampa:	$2 \times (9.2 - 1.0) \times 9.10 \times 0.572 = 85.366$
Muros:	$(96.8 + 100.8 + 27.8 + 27.8) \times 0.184 = 46.588$
Pretil:	$(2 \times 10) \times 0.190 = 3.800$
Trabes T:	$10 \times (27.8 - (0.9 + 0.75)) \times 1.140 = 298.110$
Trabes L:	$2 \times (27.8 - (0.9 + 0.75)) \times 0.99 = 51.777$
Trabes 25 x 70:	$(27.8 - (0.9 + 0.75)) \times 0.42 = 10.938$ $((96.8 + 100.8) - (10 \times 0.45 \times 2)) \times 0.42 = 79.212$
Trabes 40 x 70:	$(98.8 - (10 \times 0.75)) \times 0.672 = 61.353$
Columnas centrales:	$14 \times 3.00 \times 1.06 = 44.520$

Columnas extremas:	$24 \times 3.00 \times 0.864 = 62.208$
	$3.00 \times 0.360 = 1.080$

	1476.631

Carga viva:	$98.8 \times 27.8 \times 0.100 = 274.664$

	1751.295

W2 = 1750 ton.

Piso 1.

Losa:	$2 \times (7.0 - 1.0) \times 27.80 \times (0.325) = 108.420$
	$7 \times (9.2 - 1.0) \times 27.80 \times (0.325) = 518.609$
	$4 \times (9.2 - 2.0) \times (13.8 - 4.55) \times (0.325) = 86.580$
	$0.5 \times 4.0 \times 27.80 \times (0.325) = 18.070$

Rampa:	$2 \times (9.2 - 1.0) \times 9.10 \times 0.572 = 85.366$
--------	--

Muros:	$(96.8 + 100.8 + 27.8 + 27.8) \times 0.184 = 46.588$
--------	--

Pretil:	$(2 \times 10) \times 0.190 = 3.800$
---------	--------------------------------------

Trabes T:	$10 \times (27.8 - (0.9 + 0.75)) \times 1.140 = 298.110$
-----------	--

Trabes L:	$2 \times (27.8 - (0.9 + 0.75)) \times 0.99 = 51.777$
-----------	---

Trabes 25 x 70:	$(27.8 - (0.9 + 0.75)) \times 0.42 = 10.938$
	$((96.8 + 100.8) - (10 \times 0.45 \times 2)) \times 0.42 = 79.212$

Trabes 40 x 70:	$(98.8 - (10 \times 0.75)) \times 0.672 = 61.353$
-----------------	---

Columnas centrales:	$14 \times 3.00 \times 1.06 = 44.520$
---------------------	---------------------------------------

Columnas extremas:	$24 \times 3.00 \times 0.864 = 62.208$
	$3.00 \times 0.360 = 1.080$

	1476.631

Carga viva:	$98.8 \times 27.8 \times 0.100 = 274.664$

	1751.295

W1 = 1750 ton.

Resumen:

$$\begin{array}{r} W3 = 1\,700 \text{ ton.} \\ W2 = 1\,750 \text{ ton.} \\ W1 = 1\,750 \text{ ton.} \\ \hline \Sigma W = 5\,200 \text{ ton.} \end{array}$$

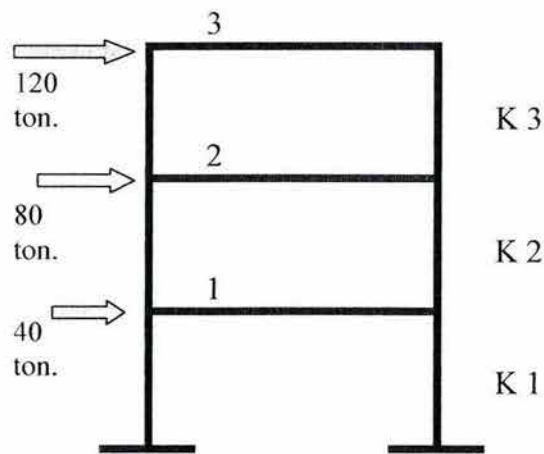
4.9.5.3. Obtención de las rigideces elásticas de entrepisos.

Las rigideces de todos los marcos se obtienen para las características propuestas de los elementos resistentes (área de la sección transversal, momento de inercia y módulo elástico del concreto), inicialmente se aplicará a cada marco un sistema de cargas laterales (en los pisos) cuya magnitud variará linealmente desde cero en la base hasta un valor arbitrario en la azotea (piso 3).

Al aplicar las cargas al marco se obtiene el desplazamiento total de cada piso, y la rigidez de entrepiso resulta al dividir el desplazamiento relativo de los pisos superior e inferior entre la suma de las fuerzas laterales que actúan por arriba del entrepiso.

Las fuerzas laterales que se consideran para la obtención de la rigidez de cada entrepiso en cada uno de los marcos de la estructura serán:

Piso 3:	120.00 ton.
Piso 2:	80.00 ton.
Piso 1:	40.00 ton.



Los marcos 2, 3, 5, 6, 7, 8, 9, 10 y 11 tendrán las mismas rigideces de entrepisos, y en el caso del marco 13 se incluirá el muro de rigidez propuesto para su planta baja y se despreciará la contribución de las columnas del eje A en todos los niveles del marco, debido a que esta columna está considerada en el marco eje 12.

Al sumar la rigidez de entrepiso de todos los marcos en una dirección, se obtiene la rigidez total de la estructura en esa dirección, lo mismo ocurre en la dirección perpendicular.

Para poder considerarla, la rigidez del marco 13 se proyectará a cada uno de los ejes coordinados por medio de sus componentes geométricas:

$$\text{Coef. X} = 0.9898$$

$$\text{Coef. Y} = 0.1424$$

Como resultado final se obtienen las siguientes RIGIDECES GLOBALES DE ENTREPISOS.

ENTREPISO	DIRECCION X	DIRECCION Y
	Kix ton/cm	Kiy ton/cm
3	1121.0	801.10
2	1486.6	923.59
1	2818.0	1330.00

4.9.5.4. Cálculo de las fuerzas cortantes de entrepisos debidos a la acción del cortante directo.

La fuerza cortante en la base del primer entrepiso se determina con el peso calculado de la estructura y la carga viva instantánea.

La relación:

$$Q' = 0.80 Q = 0.80 (2.00) = 1.60$$

$$\frac{c}{Q'} = \frac{0.32}{1.6} = 0.20$$

resulta mayor que $a_0 = 0.10$, por lo que rige 0.20. La fuerza cortante basal, es entonces:

$$V_1 = 0.20 (5200) = 1\ 040 \text{ ton.}$$

y los cortantes en los entrepisos 2 y 3, resultan

$$V_2 = 864.15 \text{ ton.}$$

$$V_3 = 512.46 \text{ ton.}$$

4.9.5.5. Distribución de las fuerzas cortantes de entrepisos.

Mediante un análisis racional basado en las características geométricas de la planta del edificio y de la posición de las cargas actuantes se obtuvo la posición del centro de masas, CM_i , para cada nivel. Las cargas vivas se consideraron uniformemente repartidas, la variación e incertidumbre que pueda haber en la posición de éstas se preverá con el uso de las excentricidades de diseño que marcan las normas para los efectos de torsión.

Piso	Centro de Masas	Posición gráfica	
		XM_i (m)	YM_i (m)
3	CM3	13.890	49.600
2	CM2	13.860	49.300
1	CM1	13.880	49.500

Las rigideces en el plano del marco 13 se transferirán a los ejes principales por medio de sus proyecciones geométricas y una vez obtenidas las acciones por efecto sísmico éstas se trasladan al plano original para el análisis del marco.

Con las fuerzas horizontales equivalentes debidas al sismo se obtienen los elementos mecánicos para todos los elementos de los marcos.

4.9.5.6. Tablas del análisis y cálculo de las fuerzas sísmicas que actúan en la estructura.

En las siguientes 12 tablas se presenta el análisis general empleado en la determinación de las fuerzas que se utilizarán en el análisis de los marcos que forman la estructura para su diseño:

Tabla S-1, Rigideces de entrepiso (K_i) de los marcos de la estructura.

Tabla S-2, Cortantes de entrepisos y desplazamientos elásticos máximos.

Tabla S-3, Distribución del cortante sísmico en el entrepiso 1.

Tabla S-4, Distribución del cortante sísmico en el entrepiso 1, Dirección Y.

Tabla S-5, Distribución del cortante sísmico en el entrepiso 1, Dirección X.

Tabla S-6, Distribución del cortante sísmico en el entrepiso 2.

Tabla S-7, Distribución del cortante sísmico en el entrepiso 2, Dirección Y.

Tabla S-8, Distribución del cortante sísmico en el entrepiso 2, Dirección X.

Tabla S-9, Distribución del cortante sísmico en el entrepiso 3.

Tabla S-10, Distribución del cortante sísmico en el entrepiso 3, Dirección Y.

Tabla S-11, Distribución del cortante sísmico en el entrepiso 3, Dirección X.

Tabla S-12, Fuerzas para el análisis de los marcos.

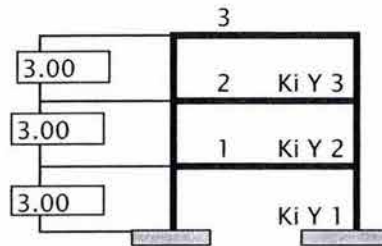
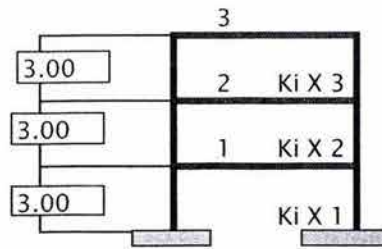
TABLA S-1. RIGIDECES DE ENTREPISO (Ki) DE LOS MARCOS DE LA ESTRUCTURA

MARCO	ENTREPISO	PISO	Fi (TON)	Yi (CM)	Vi (TON)	Di (CM)	Ki (TON/CM)
1		3	120	4.5		1.4	
	3				120		85.714
	2	2	80	3.1		1.9	
	1	1	40	1.2		1.2	
	1				240		200.000
TIPO 2 Y 3 5 A 11		3	120	4.2		1.3	
	3				120		92.308
	2	2	80	2.9		1.8	
	1	1	40	1.1		1.1	
	1				240		218.182
4		3	120	2.2		0.8	
	3				120		150.000
	2	2	80	1.4		0.8	
	1	1	40	0.6		0.6	
	1				240		400.000
12		3	120	11.7		4.5	
	3				120		26.667
	2	2	80	7.2		4.7	
	1	1	40	2.5		2.5	
	1				240		96.000
13		3	120	8		4.27	
	3				120		28.103
	2	2	80	3.73		2.23	
	1	1	40	1.5		1.5	
	1				240		160.000
A		3	120	2.4		0.7	
	3				120		171.429
	2	2	80	1.7		0.9	
	1	1	40	0.8		0.8	
	1				240		300.000
BI		3	120	4.6		1.4	
	3				120		85.714
	2	2	80	3.2		1.9	
	1	1	40	1.3		1.3	
	1				240		184.615
B2		3	120	1.5		0.4	
	3				120		300.000
	2	2	80	1.1		0.6	
	1	1	40	0.5		0.5	
	1				240		480.000
C		3	120	2		0.5	
	3				120		240.000
	2	2	80	1.5		0.8	
	1	1	40	0.7		0.7	
	1				240		342.857

COEF. DE PROJ.
DEL MARCO 13
A LOS EJES
COORDENADOS
COEF. X: 0.1424
COEF. Y: 0.9898

TABLA S-2. CORTANTES DE ENTREPISOS Y DESPLAZAMIENTOS ELÁSTICOS MÁXIMOS.

RIGIDECES DE ENTREPISO				
MARCO	PISO 1	PISO 2	PISO 3	
1	200	105.26	85.71	DIRECCIÓN X
2	218	111.11	92.31	
3	218	111.11	92.31	
4	400	250	150	
5	218	111.11	92.31	
6	218	111.11	92.31	
7	218	111.11	92.31	
8	218	111.11	92.31	
9	218	111.11	92.31	
10	218	111.11	92.31	
11	218	111.11	92.31	
12	96	42.553	26.67	
13	158	88.771	27.82	
Σ Kix =	2818	1487	1121	ton/cm
A	300	222.22	171.4	DIRECCIÓN Y
B1	185	105.26	85.71	
B2	480	333.33	300	
C	343	250	240	
13	22.8	12.771	4.002	
Σ Kiy =	1330	923.6	801	ton/cm

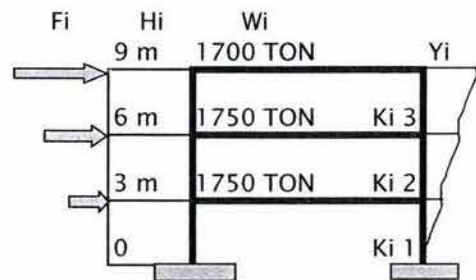


ANÁLISIS PARA DISEÑO POR SISMO

- C = 0.32
- Q = 2
- Q' = 0.8Q = 1.6
- a = 0.1
- C/Q' = 0.2
- W = 5200 TON
- V = (C/Q)W = 1040 TON

COEFICIENTES DE PISO a3, a2, a1

ENTRE PISO	PISO	Hi (m)	Wi (ton)	Wi Hi	ai
3	3	9.000	1700	15300	0.301
2	2	6.000	1750	10500	0.201
1	1	3.000	1750	5250	0.100
			5200	31050	



FUERZAS HOR. EQUIVALENTES DE ENTREPISOS Vi, Y DESPLAZAMIENTOS ELÁSTICOS MÁXIMOS Yi

ENTRE PISO	PISO	Wi (ton)	a	Fi = Wi a (ton)	Vi (ton)	DIRECCIÓN X			DIRECCIÓN Y		
						Kix (Ton/cm)	Di (Vi/Ki)Q	Yix (cm)	Kiy (Ton/cm)	Di (Vi/Ki)Q	Yiy (cm)
	3	1700.00	0.301	512.464				2.82			4.71
	3				512.46	1120.97	0.914		801.14	1.279	
	2	1750.00	0.201	351.691				1.90			3.43
	2				864.15	1486.59	1.163		923.59	1.871	
	1	1750.00	0.100	175.845				0.74			1.56
	1				1040.00	2818.00	0.738		1330.26	1.564	
		5200.0		1040.00							

TABLA S-3. DISTRIBUCION DEL CORTANTE SISMICO EN EL ENTREPISO 1.

PISO	Fi (ton)	Xmi (m)	Ymi (m)	Fi Xmi	Fi Ymi
3	512.464	13.890	49.60	7118.12	25418.20
2	351.691	13.860	49.30	4874.43	17338.36
1	175.845	13.880	49.50	2440.73	8704.35
	1040.000			14433.3	51460.91

Xv =	13.878
Yv =	49.482

OBTENCIÓN DE LAS COORDENADAS DEL CENTRO DE TORCIÓN **CT**
Y DEL MOMENTO POLAR DE INERCIA **J**

MARCO	Ky	X	Ky X	X' = X-XT	Ky X'	Ky X' ²
A	300.000	0.000	0.00	-14.245	-4273.38	60872.57
B1	184.615	13.800	2547.69	-0.445	-82.08	36.49
B2	480.000	13.800	6624.00	-0.445	-213.41	94.88
C	342.857	27.600	9462.86	13.355	4579.00	61154.32
13	22.784	13.800	314.42	-0.445	-10.13	4.50
	1330.257		18948.97		0.00	122162.77

XT=	14.245
-----	--------

J =	2731889.34
-----	------------

MARCO	Kx	Y	Kx Y	Y' = Y-YT	Kx Y'	Kx Y' ²
1	200.00	0.00	0.00	-46.94	-9388.04	440676.82
2	218.18	7.00	1527.27	-39.94	-8714.23	348048.23
3	218.18	16.20	3534.55	-30.74	-6706.96	206173.31
4	400.00	25.40	10160.00	-21.54	-8616.09	185592.40
5	218.18	34.60	7549.09	-12.34	-2692.41	33224.94
6	218.18	41.60	9076.36	-5.34	-1165.14	6222.09
7	218.18	50.80	11083.64	3.86	842.13	3250.45
8	218.18	60.00	13090.91	13.06	2849.41	37212.63
9	218.18	69.20	15098.18	22.26	4856.68	108108.63
10	218.18	78.40	17105.45	31.46	6863.95	215938.44
11	218.18	87.60	19112.73	40.66	8871.23	360702.07
12	96.00	96.80	9292.80	49.86	4786.54	238655.79
13	158.37	98.80	15646.76	51.86	8212.93	425920.75
	2818.00		132277.7		0.00	2609726.58

YT=	46.940
-----	--------

TABLA S-4. DISTRIBUCION DEL CORTANTE SISMICO EN EL ENTREPISO 1, DIRECCION Y.

ANALISIS PARA SISMO ACTUANDO PARALELO AL EJE Y

V1 =	1040.000 TON
------	--------------

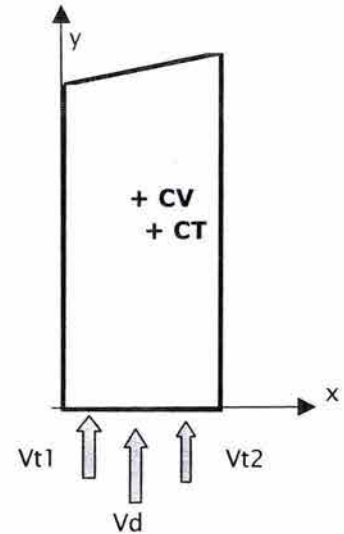
EXCENT. CALCULADA $e = X_v - X_T =$	0.366 M
-------------------------------------	---------

EXCENTRICIDADES DE DISEÑO

b =	27.6 M
-----	--------

e1 =	$1.5 e + 0.10 b =$	3.310 M	A LA IZQ, DE CT
e2 =	$e - 0.10 b =$	-2.394 M	A LA DER. DE CT

CORTANTE DIRECTO Vd =	0.782 Ky
CORTANTE DE TOR. 1 Vt1 =	-0.001 Ky X'
CORTANTE DE TOR. 2 Vt2 =	-0.723 Vt1



MARCO	Ky	Vd	Vt1	Vt2	Vy RESUL	Vx + 0.3 Vy	Vy + 0.3 Vx	Vy FINAL
A	300.000	234.541	5.384	-3.894	239.925	94.252	246.608	246.608
B1	184.615	144.333	0.103	-0.075	144.436	43.759	144.565	144.565
B2	480.000	375.266	0.269	-0.194	375.535	113.773	375.869	375.869
C	342.857	268.047	-5.769	4.172	273.816	106.013	280.977	280.977
13	22.784	17.813	0.013	-0.009	17.825	5.400	17.841	17.841
	1330.257		0.000	0.000				

1	200.000		11.828	-8.554	11.828
2	218.182		10.979	-7.940	10.979
3	218.182		8.450	-6.111	8.450
4	400.000		10.856	-7.851	10.856
5	218.182		3.392	-2.453	3.392
6	218.182		1.468	-1.062	1.468
7	218.182		-1.061	0.767	-1.061
8	218.182		-3.590	2.596	3.590
9	218.182		-6.119	4.425	6.119
10	218.182		-8.648	6.254	8.648
11	218.182		-11.177	8.083	11.177
12	96.000		-6.031	4.362	6.031
13	158.368		-10.348	7.484	10.348
			0.000	0.000	

TABLA S-5. DISTRIBUCION DEL CORTANTE SISMICO EN EL ENTREPISO 1, DIRECCION X.

ANALISIS PARA SISMO ACTUANDO PARALELO AL EJE X

$V1 = 1040.000 \text{ TON}$

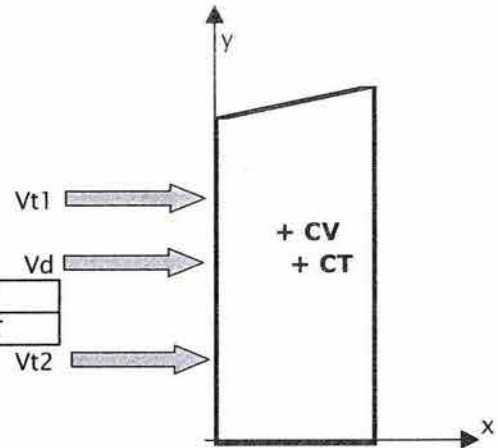
EXCENT. CALCULADA $e = Yv - YT = 2.541 \text{ M}$

EXCENTRICIDADES DE DISEÑO

$b = 98.8 \text{ M}$

$e1 = 1.5 e + 0.10 b = 13.692 \text{ M}$ A LA IZQ. DE CT
 $e2 = e - 0.10 b = -7.339 \text{ M}$ A LA DER. DE CT

CORTANTE DIRECTO $Vd = 0.369 Ky$
 CORTANTE DE TOR. 1 $Vt1 = -0.005 Ky X'$
 CORTANTE DE TOR. 2 $Vt2 = -0.536 Vt1$



MARCO	Ky	Vd	$Vt1$	$Vt2$	$Vy \text{ RESUL}$	$Vx + 0.3 Vy$	$Vy + 0.3 Vx$	$Vy \text{ FINAL}$
1	200.000	73.811	48.935	-26.228	122.746	126.294	48.652	126.294
2	218.182	80.521	45.422	-24.345	125.944	129.237	48.763	129.237
3	218.182	80.521	34.960	-18.737	115.481	118.016	43.095	118.016
4	400.000	147.622	44.911	-24.071	192.533	195.790	68.616	195.790
5	218.182	80.521	14.034	-7.522	94.555	95.573	31.759	95.573
6	218.182	80.521	6.073	-3.255	86.594	87.035	27.446	87.035
7	218.182	80.521	-4.390	2.353	84.911	84.592	24.412	84.592
8	218.182	80.521	-14.852	7.960	95.374	96.451	32.202	96.451
9	218.182	80.521	-25.315	13.568	105.836	107.672	37.870	107.672
10	218.182	80.521	-35.778	19.176	116.299	118.894	43.538	118.894
11	218.182	80.521	-46.241	24.784	126.762	130.115	49.206	130.115
12	96.000	35.429	-24.950	13.372	60.379	62.188	24.144	62.188
13	158.368	58.447	-42.809	22.945	101.256	104.360	40.725	104.360
	2818.004		0.000	0.000				

A	300.000		22.275	-11.939	22.275
B1	184.615		0.428	-0.229	0.428
B2	480.000		1.112	-0.596	1.112
C	342.857		-23.868	12.792	23.868
13	22.784		0.053	-0.028	0.053
			0.000	0.000	

TABLA S-6. DISTRIBUCION DEL CORTANTE SISMICO EN EL ENTREPISO 2.

PISO	Fi (ton)	Xmi (m)	Ymi (m)	Fi Xmi	Fi Ymi
3	512.464	13.89	49.60	7118.12	25418.20
2	351.691	13.86	49.30	4874.43	17338.36
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00
	864.155			11992.56	42756.56

Xv =	13.878
Yv =	49.478

OBTENCIÓN DE LAS COORDENADAS DEL CENTRO DE TORCIÓN **CT**
Y DEL MOMENTO POLAR DE INERCIA **J**

MARCO	Ky	X	Ky X	X' = X-XT	Ky X'	Ky X' ²
A	222.222	0.00	0.00	-14.22	-3158.90	44903.90
B1	105.263	13.80	1452.63	-0.42	-43.69	18.13
B2	333.333	13.80	4600.00	-0.42	-138.35	57.42
C	250.000	27.60	6900.00	13.38	3346.24	44789.24
13	12.771	13.80	176.24	-0.42	-5.30	2.20
	923.590		13128.88		0.00	89770.90

XT=	14.215
-----	--------

J =	1453140.93
-----	------------

MARCO	Kx	Y	Kx Y	Y' = Y-YT	Kx Y'	Kx Y' ²
1	105.26	0.00	0.00	-46.23	-4866.58	224993.97
2	111.11	7.00	777.78	-39.23	-4359.17	171020.88
3	111.11	16.20	1800.00	-30.03	-3336.94	100216.69
4	250.00	25.40	6350.00	-20.83	-5208.12	108498.12
5	111.11	34.60	3844.44	-11.63	-1292.50	15034.97
6	111.11	41.60	4622.22	-4.63	-514.72	2384.44
7	111.11	50.80	5644.44	4.57	507.50	2318.02
8	111.11	60.00	6666.67	13.77	1529.72	21060.49
9	111.11	69.20	7688.89	22.97	2551.95	58611.86
10	111.11	78.40	8711.11	32.17	3574.17	114972.11
11	111.11	87.60	9733.33	41.37	4596.39	190141.25
12	42.55	96.80	4119.15	50.57	2151.81	108811.64
13	88.77	98.80	8770.60	52.57	4666.49	245305.60
	1486.59		68728.64		0.00	1363370.03

YT=	46.232
-----	--------

TABLA S-7. DISTRIBUCION DEL CORTANTE SISMICO EN EL ENTREPISO 2, DIRECCIÓN Y.

ANALISIS PARA SISMO ACTUANDO PARALELO AL EJE Y

$V1 = 864.155 \text{ TON}$

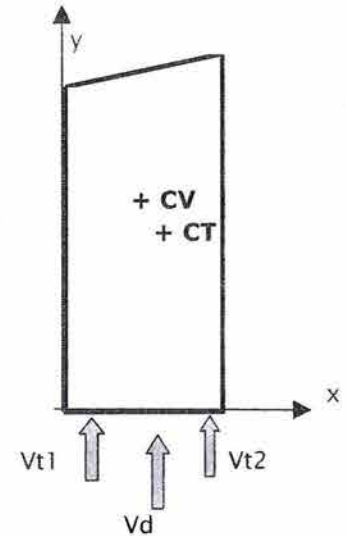
EXCENT. CALCULADA $e = X_v - X_T = 0.337 \text{ M}$

EXCENTRICIDADES DE DISEÑO

$b = 27.6 \text{ M}$

$e1 = 1.5 e + 0.10 b =$	3.266 M	A LA IZQ. DE CT
$e2 = e - 0.10 b =$	-2.423 M	A LA DER. DE CT

CORTANTE DIRECTO $V_d = 0.936 K_y$
 CORTANTE DE TOR. 1 $V_{t1} = -0.002 K_y X'$
 CORTANTE DE TOR. 2 $V_{t2} = -0.742 V_{t1}$



MARCO	K_y	V_d	V_{t1}	V_{t2}	$V_y \text{ RESUL}$	$V_x + 0.3 V_y$	$V_y + 0.3 V_x$	$V_y \text{ FINAL}$
A	222.222	207.922	6.135	-4.551	214.057	91.922	222.368	222.368
B1	105.263	98.489	0.085	-0.063	98.574	29.955	98.689	98.689
B2	333.333	311.882	0.269	-0.199	312.151	94.859	312.515	312.515
C	250.000	233.912	-6.499	4.821	240.411	101.471	249.215	249.215
13	12.771	11.949	0.010	-0.008	11.960	3.634	11.974	11.974
	923.590		0.000	0.000				

1	105.263		9.452	-7.012	9.452
2	111.111		8.466	-6.281	8.466
3	111.111		6.481	-4.808	6.481
4	250.000		10.115	-7.504	10.115
5	111.111		2.510	-1.862	2.510
6	111.111		1.000	-0.742	1.000
7	111.111		-0.986	0.731	0.986
8	111.111		-2.971	2.204	2.971
9	111.111		-4.956	3.677	4.956
10	111.111		-6.942	5.150	6.942
11	111.111		-8.927	6.622	8.927
12	42.553		-4.179	3.100	4.179
13	88.771		-9.063	6.723	9.063
			0.000	0.000	

TABLA S-8. DISTRIBUCION DEL CORTANTE SISMICO EN EL ENTREPISO 2, DIRECCIÓN X.

ANALISIS PARA SISMO ACTUANDO PARALELO AL EJE X

V1 = 864.155 TON

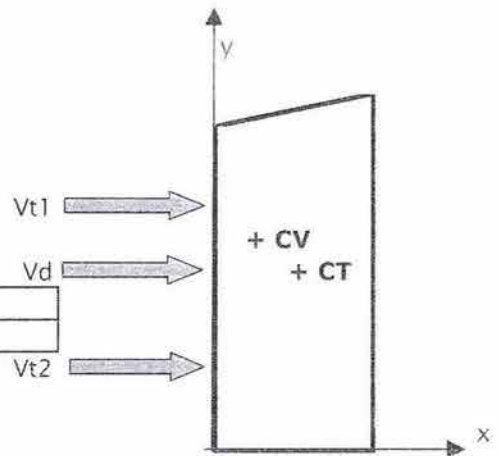
EXCENT. CALCULADA $e = Y_v - Y_T = 3.245$ M

EXCENTRICIDADES DE DISEÑO

b = 98.8 M

$e1 = 1.5 e + 0.10 b = 14.748$ M A LA IZQ. DE CT
 $e2 = e - 0.10 b = -6.635$ M A LA DER. DE CT

CORTANTE DIRECTO $V_d = 0.581$ Ky
 CORTANTE DE TOR. 1 $V_{t1} = -0.009$ Ky X'
 CORTANTE DE TOR. 2 $V_{t2} = -0.450$ Vt1



MARCO	Ky	Vd	Vt1	Vt2	Vy RESUL	Vx + 0.3 Vy	Vy + 0.3 Vx	Vy FINAL
1	105.263	61.190	42.682	-19.201	103.872	106.707	40.613	106.707
2	111.111	64.589	38.232	-17.199	102.821	105.361	39.312	105.361
3	111.111	64.589	29.266	-13.166	93.855	95.800	34.637	95.800
4	250.000	145.325	45.677	-20.548	191.003	194.037	67.416	194.037
5	111.111	64.589	11.336	-5.099	75.925	76.678	25.288	76.678
6	111.111	64.589	4.514	-2.031	69.103	69.403	21.731	69.403
7	111.111	64.589	-4.451	2.002	69.040	69.336	21.698	69.336
8	111.111	64.589	-13.416	6.035	78.005	78.897	26.373	78.897
9	111.111	64.589	-22.382	10.069	86.971	88.458	31.047	88.458
10	111.111	64.589	-31.347	14.102	95.936	98.018	35.722	98.018
11	111.111	64.589	-40.312	18.135	104.901	107.579	40.397	107.579
12	42.553	24.736	-18.872	8.490	43.608	44.862	17.262	44.862
13	88.771	51.603	-40.927	18.411	92.530	95.249	36.822	95.249
	1486.588		0.000	0.000				

A	222.222		27.705	-12.463	27.705
B1	105.263		0.383	-0.172	0.383
B2	333.333		1.213	-0.546	1.213
C	250.000		-29.348	13.202	29.348
13	12.771		0.046	-0.021	0.046
			0.000	0.000	

TABLA S-9. DISTRIBUCION DEL CORTANTE SISMICO EN EL ENTREPISO 3.

PISO	Fi (ton)	Xmi (m)	Ymi (m)	Fi Xmi	Fi Ymi
3	512.464	13.89	49.60	7118.12	25418.20
2	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00
	512.464			7118.12	25418.20

Xv =	13.890
Yv =	49.600

OBTENCIÓN DE LAS COORDENADAS DEL CENTRO DE TORCIÓN **CT**
Y DEL MOMENTO POLAR DE INERCIA **J**

MARCO	Ky	X	Ky X	X' = X-XT	Ky X'	Ky X' ²
A	171.429	0.00	0.00	-14.98	-2568.20	38474.63
B1	85.714	13.80	1182.86	-1.18	-101.24	119.58
B2	300.000	13.80	4140.00	-1.18	-354.35	418.55
C	240.000	27.60	6624.00	12.62	3028.52	38216.39
13	4.002	13.80	55.23	-1.18	-4.73	5.58
	801.145		12002.08		0.00	77234.74

XT=	14.98
-----	-------

J =	1029795.58
-----	------------

MARCO	Kx	Y	Kx Y	Y' = Y-YT	Kx Y'	Kx Y' ²
1	85.714	0.00	0.00	-44.83	-3842.61	172265.96
2	92.308	7.00	646.15	-37.83	-3492.04	132105.52
3	92.308	16.20	1495.38	-28.63	-2642.81	75664.88
4	150.000	25.40	3810.00	-19.43	-2914.57	56631.37
5	92.308	34.60	3193.85	-10.23	-944.35	9661.12
6	92.308	41.60	3840.00	-3.23	-298.20	963.31
7	92.308	50.80	4689.23	5.97	551.04	3289.43
8	92.308	60.00	5538.46	15.17	1400.27	21241.40
9	92.308	69.20	6387.69	24.37	2249.50	54819.22
10	92.308	78.40	7236.92	33.57	3098.73	104022.88
11	92.308	87.60	8086.15	42.77	3947.96	168852.39
12	26.667	96.80	2581.33	51.97	1385.85	72022.24
13	27.816	98.80	2748.26	53.97	1501.24	81021.14
	1120.967		50253.44		0.00	952560.85

YT=	44.830
-----	--------

TABLA S-10. DISTRIBUCION DEL CORTANTE SISMICO EN EL ENTREPISO 3, DIRECCIÓN Y.

ANALISIS PARA SISMO ACTUANDO PARALELO AL EJE Y

$V_1 = 512.464 \text{ TON}$

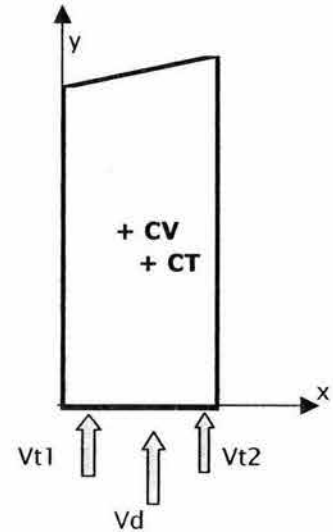
EXCENT. CALCULADA $e = X_v - X_T = 1.091 \text{ M}$

EXCENTRICIDADES DE DISEÑO

$b = 27.6 \text{ M}$

$e_1 = 1.5 e + 0.10 b =$	4.397 M	A LA IZQ. DE CT
$e_2 = e - 0.10 b =$	-1.669 M	A LA DER. DE CT

CORTANTE DIRECTO $V_d =$	0.640 K_y
CORTANTE DE TOR. 1 $V_{t1} =$	-0.002 $K_y X'$
CORTANTE DE TOR. 2 $V_{t2} =$	-0.380 V_{t1}



MARCO	K_y	V_d	V_{t1}	V_{t2}	$V_y \text{ RESUL}$	$V_x + 0.3 V_y$	$V_y + 0.3 V_x$	$V_y \text{ FINAL}$
A	171.429	109.657	5.619	-2.133	115.276	56.353	121.807	121.807
B1	85.714	54.828	0.222	-0.084	55.050	17.373	55.307	55.307
B2	300.000	191.899	0.775	-0.294	192.675	60.806	193.576	193.576
C	240.000	153.519	-6.626	2.515	160.146	73.716	167.848	167.848
13	4.002	2.560	0.010	-0.004	2.570	0.811	2.582	2.582
	801.145		0.000	0.000				

1	85.714		8.408	-3.191	8.408
2	92.308		7.641	-2.900	7.641
3	92.308		5.782	-2.195	5.782
4	150.000		6.377	-2.420	6.377
5	92.308		2.066	-0.784	2.066
6	92.308		0.652	-0.248	0.652
7	92.308		-1.206	0.458	1.206
8	92.308		-3.064	1.163	3.064
9	92.308		-4.922	1.868	4.922
10	92.308		-6.780	2.573	6.780
11	92.308		-8.638	3.279	8.638
12	26.667		-3.032	1.151	3.032
13	27.816		-3.285	1.247	3.285
			0.000	0.000	

TABLA S-11. DISTRIBUCION DEL CORTANTE SISMICO EN EL ENTREPISO 3, DIRECCIÓN X.

ANALISIS PARA SISMO ACTUANDO PARALELO AL EJE X

$V1 =$	512.464 TON
--------	-------------

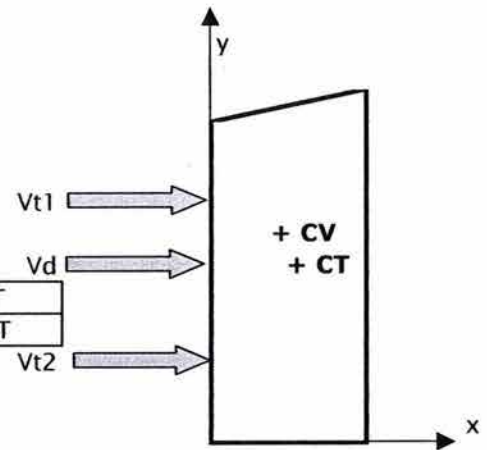
EXCENT. CALCULADA $e = Y_v - Y_T =$	4.770 M
-------------------------------------	---------

EXCENTRICIDADES DE DISEÑO

$b =$	98.8 M
-------	--------

$e1 = 1.5 e + 0.10 b =$	17.034 M	A LA IZQ. DE CT
$e2 = e - 0.10 b =$	-5.110 M	A LA DER. DE CT

CORTANTE DIRECTO $V_d =$	0.457 K_y
CORTANTE DE TOR. 1 $V_{t1} =$	-0.008 $K_y X'$
CORTANTE DE TOR. 2 $V_{t2} =$	-0.300 V_{t1}



MARCO	K_y	V_d	V_{t1}	V_{t2}	V_y RESUL	$V_x + 0.3 V_y$	$V_y + 0.3 V_x$	V_y FINAL
1	85.714	39.185	32.573	-9.772	71.759	74.281	29.935	74.281
2	92.308	42.200	29.602	-8.881	71.801	74.093	29.181	74.093
3	92.308	42.200	22.403	-6.721	64.602	66.337	25.163	66.337
4	150.000	68.574	24.706	-7.412	93.281	95.194	34.361	95.194
5	92.308	42.200	8.005	-2.402	50.205	50.825	17.128	50.825
6	92.308	42.200	2.528	-0.758	44.727	44.923	14.071	44.923
7	92.308	42.200	-4.671	1.401	46.871	47.232	15.267	47.232
8	92.308	42.200	-11.870	3.561	54.070	54.989	19.285	54.989
9	92.308	42.200	-19.069	5.721	61.268	62.745	23.302	62.745
10	92.308	42.200	-26.268	7.881	68.467	70.501	27.320	70.501
11	92.308	42.200	-33.466	10.040	75.666	78.257	31.338	78.257
12	26.667	12.191	-11.748	3.524	23.939	24.848	10.214	24.848
13	27.816	12.717	-12.726	3.818	25.442	26.428	10.917	26.428
	1120.967		0.000	0.000				

A	171.429		21.770	-6.531	21.770
B1	85.714		0.858	-0.257	0.858
B2	300.000		3.004	-0.901	3.004
C	240.000		-25.672	7.702	25.672
13	4.002		0.040	-0.012	0.040
			0.000	0.000	

TABLA S-12. FUERZAS PARA EL ANALISIS DE LOS MARCOS.

FUERZAS CORTANTES RESULTANTES EN LOS ENTREPIOS PARA ANALISIS DE LOS MARCOS PLANOS DE LA ESTRUCTURA

ENTRE	MARCOS												
PISO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13 X
3	74.3	74.1	66.3	95.2	50.8	44.9	47.2	55.0	62.7	70.5	78.3	24.8	26.4
	TON												
2	106.7	105.4	95.8	194.0	76.7	69.4	69.3	78.9	88.5	98.0	107.6	44.9	95.2
	TON												
1	126.3	129.2	118.0	195.8	95.6	87.0	84.6	96.5	107.7	118.9	130.1	62.2	104.4
	TON												

ENTRE	MARCOS						
PISO	A	B1	B2	C	13 Y		13
3	121.8	55.3	193.6	167.8	2.6		26.6
2	222.4	98.7	312.5	249.2	12.0		96.0
1	246.6	144.6	375.9	281.0	17.8		105.9

[TON]

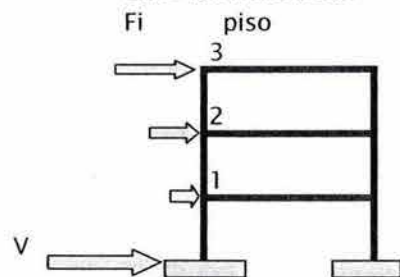
FUERZAS EN LOS PISOS PARA ANALISIS DE LOS MARCOS PLANOS DE LA ESTRUCTURA

PISO	MARCOS												
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13 X
3	74.3	74.1	66.3	95.2	50.8	44.9	47.2	55.0	62.7	70.5	78.3	24.8	26.4
2	32.4	31.3	29.5	98.8	25.9	24.5	22.1	23.9	25.7	27.5	29.3	20.0	68.8
1	19.6	23.9	22.2	1.8	18.9	17.6	15.3	17.6	19.2	20.9	22.5	17.3	9.1
V =	126.3	129.2	118.0	195.8	95.6	87.0	84.6	96.5	107.7	118.9	130.1	62.2	104.4

PISO	MARCOS						
	A	B1	B2	C	13 Y		13
3	121.8	55.3	193.6	167.8	2.6		26.6
2	100.6	43.4	118.9	81.4	9.4		69.5
1	24.2	45.9	63.4	31.8	5.9		10.8
V =	246.6	144.6	375.9	281.0	17.8		106.8

[TON]

FUERZAS SISMICAS EN LA ESTRUCTURA



4.9.6. Etapa 1. Análisis por cargas gravitacionales máximas.

4.9.6.1. Alcance.

Para este estudio se analizará el marco tipo de la estructura (ejes 7, 8, 9, 10 y 11, figura 4.14), dado que representa las condiciones más generales de la estructura bajo las condiciones de cargas gravitacionales. El análisis se enfocará a el estudio de las acciones y efectos que las cargas inducen en las trabes, dado que estos son los elementos donde se tienen los efectos principales debidos al preesfuerzo postensado, sin embargo también se analizarán los efectos en las columnas pero de una manera menos detallada.

4.9.6.2. Análisis global por flexión para las trabes preesforzadas.

En este caso se revisará que las secciones adoptadas para las trabes preesforzadas de los marcos cumplan con los requerimientos de las normas, referentes al estado limite de esfuerzos, tanto en el estado inicial de servicio como en el estado de carga máxima de servicio así como la revisión de las deflexiones inmediatas y diferidas.

El análisis contempla que el preesfuerzo se aplique cuando el concreto de las trabes de los marcos alcance el 45 % de su resistencia nominal a compresión, es decir:

$$f_{ci} = 115 \text{ kg/cm}^2.$$

También se prevé que el total de la carga muerta actuará sobre la losa en el estado inicial de servicio.

El análisis del marco con las diferentes cargas en sus elementos dará valores para las trabes que son momentos en los ejes de apoyos, pero se contempla reducirlos a su valor correspondiente en la cara de apoyo, para el caso de los momentos sobre el eje de los apoyos, la reducción será:

$$\frac{V \cdot al}{3}$$

y los momentos en la línea central de los claros se reducirán:

$$\frac{V \cdot al}{6}$$

En ambos casos V es la fuerza cortante en el apoyo debida a las cargas que actúan sobre el elemento para las condiciones consideradas, y al es el ancho de apoyo, en este caso serán 75 cm para las columnas de apoyo interior y 90 cm para las columnas de apoyos extremos.

En este caso no se procederá como en las vigas de las nervaduras de la losa postensada. Dado que la variabilidad de la carga viva para esta estructura no es tan crítica si se aplica o no la carga en cualquiera de los claros, y sus efectos máximos ocurren cuando se tiene carga en ambos claros.

El análisis de las trabes del marco en este caso se simplifica por la consideración del párrafo anterior.

En lugar de combinar los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes que las diferentes cargas producen en los elementos del marco, en este caso se combinarán las cargas y solo se analizará una vez el marco para la combinación de cargas del estado analizado.

Para las trabes con preesfuerzo postensado se revisan los siguientes estados de carga:

Estado 1 (cargas iniciales de servicio).

Estado 2 (cargas de servicio).

Estado 3 (cargas máximas factorizadas para calcular la resistencia).

4.9.6.2.1. Estado 1 (cargas iniciales de servicio).

Las cargas que en este estado intervienen en el análisis son:

$$w_o + w_m + w_{bal}.P_i = - 1.14 - 2.665 + 3.929 = 0.124 \text{ ton/m.}$$

En estas condiciones se revisarán los esfuerzos en el concreto debido a los momentos (M_a) que esta carga produce:

$$f_1 = - \frac{P_i}{A_c} - \frac{M_a}{S_1} = - 33.139 - \frac{M_a}{67606}, \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$f_2 = - \frac{P_i}{A_c} + \frac{M_a}{S_2} = - 33.169 + \frac{M_a}{47819}, \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Los esfuerzos permisibles bajo estas condiciones son:

$$\text{Compresión admisible: } 0.6 f_{ci} = 0.6(115) = - 69.0 \text{ kg/cm}^2.$$

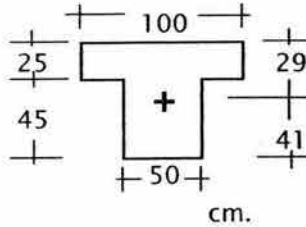
$$\text{Tensión admisible: } (f_c)^{1/2} = (250)^{1/2} = + 15.8 \text{ kg/cm}^2.$$

MARCO TIPO (EJES 7, 8, 9, 10 Y 11)

ANÁLISIS POR FLEXIÓN EN LAS TRABES PARA EL ESTADO 1 (CARGAS INICIALES DE SERVICIO)

CARGAS: $W_o + W_m + W_{bal}(P_i) = -1.14 - 2.665 + 3.929 = \mathbf{0.124 \text{ TON/M}}$

SECCIÓN
DE
TRABES

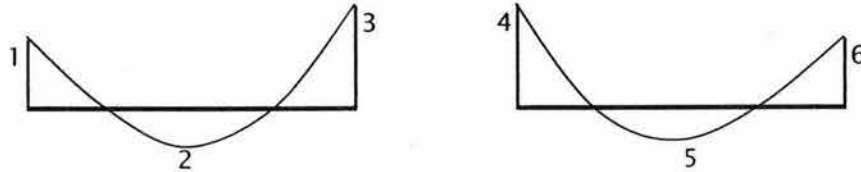


$A_c = 4\,750 \text{ cm}^2$
 $I_c = 1\,960\,583.3 \text{ cm}^4$
 $S_1 = 67\,606 \text{ cm}^3$
 $S_2 = 47\,819 \text{ cm}^3$

$P_i = 157\,411 \text{ kg.}$

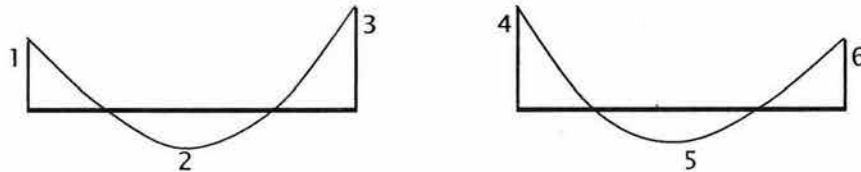
$P_i/A_c = -33.139 \text{ kg/cm}^2$

TRABE
PISO 3



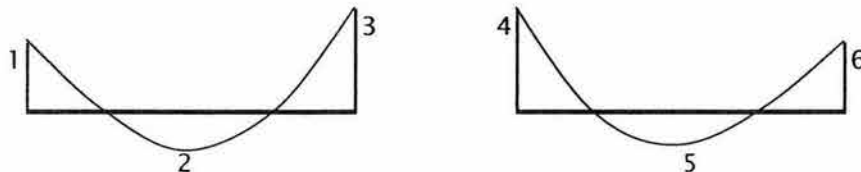
	D = 6.798			D = 6.798			
M	1.854	-1.020	2.030	2.030	-1.020	1.854	TON-M
V	-0.846	0.000	0.871	-0.871	0.000	0.846	TON
Ma =	1.601	-0.893	1.812	1.812	-0.893	1.601	TON-M
F1 =	-35.51	-31.82	-35.82	-35.82	-31.82	-35.51	KG/CM ²
F2 =	-29.79	-35.01	-29.35	-29.35	-35.01	-29.79	KG/CM ²

TRABE
PISO 2



	D = 6.835			D = 6.835			
M	1.895	-1.011	2.007	2.007	-1.011	1.895	TON-M
V	-0.850	0.000	0.867	-0.867	0.000	0.850	TON
Ma =	1.640	-0.884	1.790	1.790	-0.884	1.640	TON-M
F1 =	-35.56	-31.83	-35.79	-35.79	-31.83	-35.56	KG/CM ²
F2 =	-29.71	-34.99	-29.40	-29.40	-34.99	-29.71	KG/CM ²

TRABE
PISO 1



	D = 6.629			D = 6.629			
M	1.658	-1.075	2.123	2.123	-1.075	1.658	TON-M
V	-0.825	0.000	0.892	-0.892	0.000	0.825	TON
Ma =	1.411	-0.952	1.900	1.900	-0.952	1.411	TON-M
F1 =	-35.23	-31.73	-35.95	-35.95	-31.73	-35.23	KG/CM ²
F2 =	-30.19	-35.13	-29.16	-29.16	-35.13	-30.19	KG/CM ²

D = DISTANCIA DE LA UBICACIÓN DEL MOMENTO POSITIVO MÁXIMO O DONDE EL CORTANTE ES CERO, DESDE EL APOYO EXTERIOR HACIA EL APOYO INTERIOR DE LA TRABE.

4.9.6.2.2. Estado 2 (cargas de servicio).

En este estado de cargas se considera que el concreto ha alcanzado el 100 % de su resistencia nominal a compresión las cargas que en este estado intervienen en el análisis son las máximas de servicio:

$$W_o + w_m + w_v + w_{bal}.P_e$$

$$- 1.140 - 2.665 - 2.300 + 3.340 = - 2.77 \text{ ton/m.}$$

En estas condiciones se revisarán los esfuerzos en el concreto debido a los momentos (M_b) que esta carga produce:

$$f_1 = - \frac{P_e}{A_c} - \frac{M_b}{S_1} = - 28.168 - \frac{M_b}{67606}, (\text{kg/cm}^2)$$

$$f_2 = - \frac{P_e}{A_c} + \frac{M_b}{S_2} = - 28.168 + \frac{M_b}{47819}, (\text{kg/cm}^2)$$

Los esfuerzos permisibles bajo estas condiciones son:

$$\text{Compresión admisible: } 0.45 f_c = 0.45 (250) = - 113 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{Tensión admisible: } 1.6 (f_c)^{1/2} = 1.6(250)^{1/2} = + 25.3 \text{ kg/cm}^2.$$

Los resultados del análisis para los Estados 1 y 2 de cargas se presentan en las tablas siguientes.

Los esfuerzos resultan aceptables en el Estado 1 de cargas y su esfuerzo de trabajo es básicamente de compresión (-31 kg/cm^2 a -37 kg/cm^2).

Para el Estado 2 con las cargas máximas de servicio el comportamiento es adecuado, aun cuando el esfuerzo de tensión en el concreto en las secciones 3 y 4 ($+31.40 \text{ kg/cm}^2$) sobrepasa el limite de esfuerzo de tensión admisible ($+25.3 \text{ kg/cm}^2$).

El esfuerzo de tensión máximo aparece bajo las cargas máximas sin embargo este cambia cuando la carga viva tiene distribuciones menos desfavorables.

Para conservar el comportamiento de la sección se utilizará acero de refuerzo adherido con un esfuerzo de trabajo del 50 % de su esfuerzo de fluencia ($f_s = (0.50)(4200) = 2100 \text{ kg/cm}^2$) para absorber la tensión en exceso en el concreto.

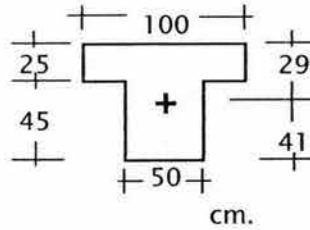
MARCO TIPO (EJES 7, 8, 9, 10 Y 11)

ANÁLISIS POR FLEXIÓN EN LAS TRABES PARA EL ESTADO 2 DE CARGAS

CARGAS: $W_o + W_m + W_v + W_{bal}(Pe) = -1.14 - 2.665 - 2.30 + 3.34 =$

-2.77 TON/M

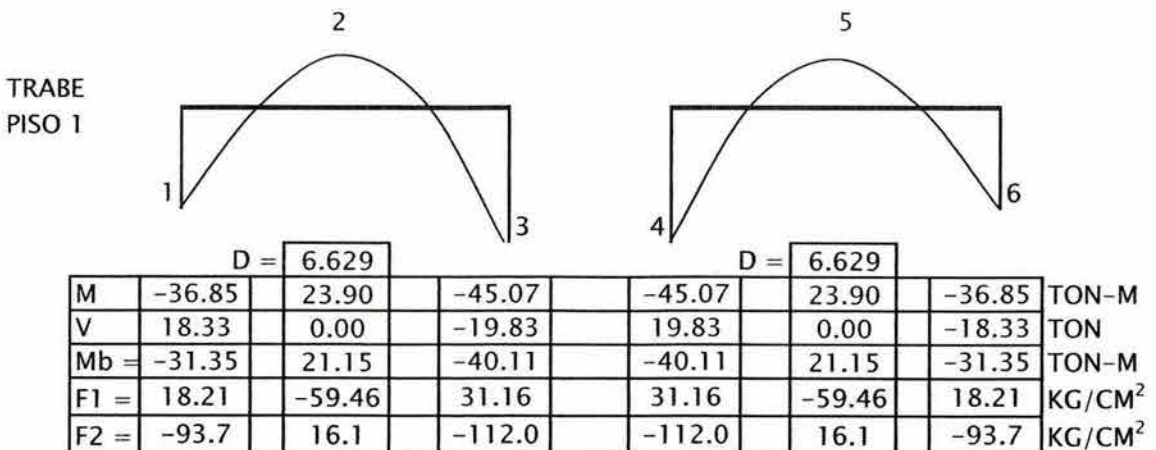
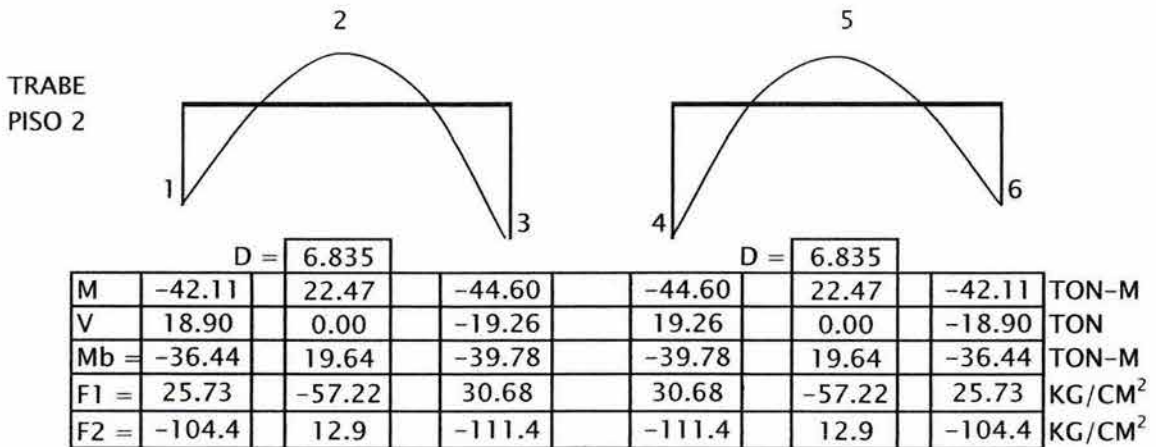
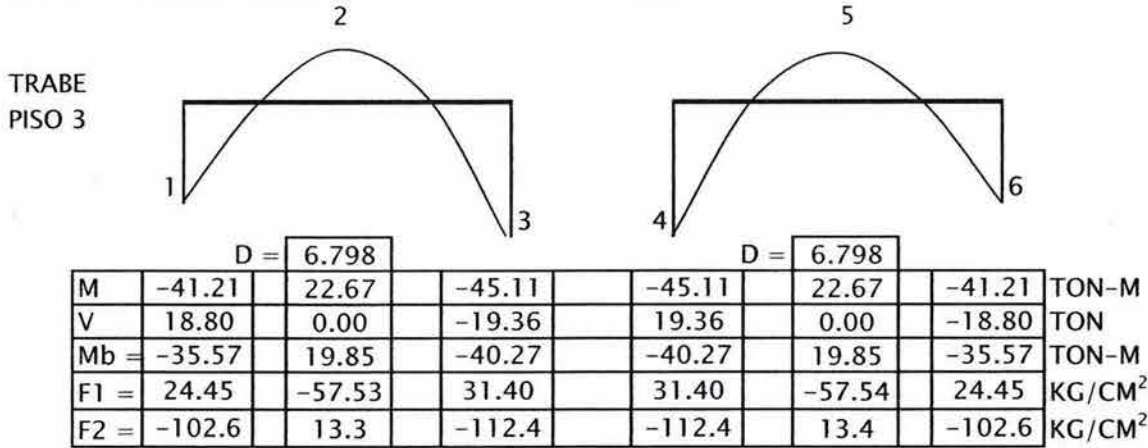
SECCIÓN
DE
TRABES



$A_c = 4\,750\text{ cm}^2$
 $I_c = 1\,960\,583.3\text{ cm}^4$
 $S_1 = 67\,606\text{ cm}^3$
 $S_2 = 47\,819\text{ cm}^3$

$Pe = 133\,800\text{ kg.}$

$Pe/A_c = -28.168\text{ kg/cm}^2$



D = DISTANCIA DE LA UBICACIÓN DEL MOMENTO POSITIVO MÁXIMO O DONDE EL CORTANTE ES CERO, DESDE EL APOYO EXTERIOR HACIA EL APOYO INTERIOR DE LA TRABE.

La fuerza de tensión total que se controlará con el acero adherido es:

$$\frac{70}{(31.40 + 112.39)} (31.40) = 17.548 \text{ cm}$$

$$T = (31.40)(17.548)(100) = 55100 \text{ kg}$$

Y el área de acero en tensión que se suministrará para absorber la tensión total será:

$$A_s = \frac{55100}{2100} = 26 \text{ cm}^2$$

De esta forma se preverá que la sección se mantenga homogénea durante las cargas máximas de servicio. Este acero sólo tiene el objetivo de controlar los esfuerzos de tensión pero con el fin de proporcionar la resistencia se requerirá de una cantidad mayor de acero por lo que el comportamiento será adecuado para este estado de cargas. La revisión de las fuerzas cortantes en estos estados de servicio no son de gran importancia debido a que el diseño de la resistencia para estas fuerzas estará basado en el estado de cargas máximas factorizadas para la resistencia de falla última.

4.9.6.2.3. Cálculo de las deflexiones de las trabes postensadas.

Los esfuerzos por flexión que se presentan en las secciones críticas bajo el estado máximo de cargas de servicio se consideran aceptables, aunque exceden el esfuerzo de tensión permisible de 25.3 kg/cm^2 , sin embargo esto no significa que el desempeño de la losa sea bajo. El agrietamiento será mínimo y desaparece cuando se retira la carga viva o cuando esta actúa con distribuciones menos desfavorables, por lo que la sección de concreto se mantiene homogénea.

Por otra parte, mediante el uso de acero de refuerzo adherido se resistirán los esfuerzos de tensión en exceso y se controlará el agrietamiento cuando se presenten las condiciones críticas de la carga viva de servicio.

De lo expuesto en el párrafo anterior se justifica que para el cálculo de las deflexiones en las trabes del marco se usen las propiedades de la sección total de concreto (figura 4.14) y sus características elásticas.

El cálculo preciso de las deflexiones por medio de un análisis detallado requeriría de métodos muy elaborados (como el de la generación de elementos finitos) en cada estado de carga particular. Por tal motivo las deflexiones se obtienen considerando los casos generales correspondientes a vigas elásticas de un solo claro (figura 4.7).

En este caso se considera para el cálculo de la deflexión producida por las cargas de magnitud sostenida (carga muerta y cargas balanceadas por el preesfuerzo), la viga perfectamente

empotrada en sus extremos y la deflexión al centro del claro bajo cargas uniformemente repartidas será:

$$Dy1 = \frac{w L^4}{384 E_c I_c}$$

En esta expresión se consideran los valores siguientes:

$$E_c = 221\,359.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_c = 1\,960\,583.30 \text{ cm}^4$$

$$L = (13.80 - (0.90/2) - (0.75/2)) = 12.975 \text{ m} = 1297.5 \text{ cm.}$$

En este análisis se considera que las deflexiones son positivas cuando producen curvaturas que generan esfuerzos de tensión en la cara superior del elemento y las deflexiones negativas son aquellas que producen esfuerzos de compresión en la misma cara.

El efecto del preesfuerzo en las deflexiones se considera como un sistema de cargas reactivas uniformemente distribuidas, tomando en cuenta la influencia de las deformaciones debidas al flujo plástico en el concreto por la acción de cargas sostenidas.

Los efectos del flujo plástico del concreto se determinan para un tiempo de 1 mes, y 1 y 5 años, igual que en el caso de las losas.

El coeficiente de escurrimiento plástico correspondiente a un tiempo cualquiera se obtiene con la siguiente expresión:

$$C_t = \frac{t^{0.60}}{10 + t^{0.60}} C_u$$

donde t es el tiempo en días y Cu es el coeficiente de flujo plástico que se define por la relación de la deformación por escurrimiento plástico, a través de un tiempo, entre la deformación inicial elástica, cuando empieza a trabajar el concreto. Para este caso, y de acuerdo con las recomendaciones se considera Cu = 2.40 por tratarse de concreto clase 1.

Para los tiempos de 30, 365, y 1825 días los valores del coeficiente Ct son 1.044, 1.860 y 2.160 respectivamente.

En el cálculo se consideran las siguientes cargas:

- carga muerta, $w_m = -1140 - 2665 = -3805 \text{ kg/m} = -38.05 \text{ kg/cm.}$
- carga viva, $w_v = -2300 \text{ kg/m} = -23.00 \text{ kg/cm.}$
- carga viva media = $-368 \text{ kg/m} = -3.68 \text{ kg/cm.}$
- cargas reactivas debidas a Pi = $3929 \text{ kg/m} = 39.29 \text{ kg/cm.}$
- cargas reactivas debidas a Pe = $3340 \text{ kg/m} = 33.40 \text{ kg/cm.}$

Las deflexiones se obtienen para cada carga en forma independiente y los valores se superponen para definir los efectos totales. Para este caso particular, de las trabes del marco, sólo es necesario analizar las deflexiones en un sólo claro.

Los efectos de larga duración debidos a la fuerza de preesfuerzo efectivo después de las pérdidas se calculan como la suma de las deflexiones iniciales más los cambios debidos a la reducción del preesfuerzo y los debidos al flujo plástico del concreto.

La deflexión final del elemento bajo la acción de P_e , es:

$$D = D_{Pe} + \frac{D_{Pi} + D_{Pe}}{2} C_t$$

Las deflexiones producidas por las cargas de servicio actuando sobre las nervaduras de la losa son las siguientes:

Dm = def. por carga muerta = - 0.647 cm.

Dv = def. por carga viva máxima = - 0.391 cm.

Dvm = def. por carga viva media, $(40 D_v/250)=0.16D_v = - 0.0625$ cm.

Dpi = deflexión debida a la carga equilibrada por el preesfuerzo inicial $P_i = + 0.668$ cm.

DPe = deflexión debida a la carga equilibrada por el preesfuerzo efectivo P_e ,
 $(0.85 D_{Pi}) = + 0.568$ cm.

Dm.30 = deflexión adicional por flujo plástico debida a la acción sostenida de la carga muerta en un tiempo de 30 días = 1.044 $D_m = - 0.675$ cm.

Dm.365 = deflexión adicional por flujo plástico debida a la acción sostenida de la carga muerta en un tiempo de 365 días = 1.860 $D_m = -1.203$ cm.

Dvm.365 = deflexión adicional por flujo plástico debida a la acción de la carga viva media sostenida en un tiempo de 365 días = 1.860 $D_{vm} = - 0.116$ cm.

Dm.1825 = deflexión adicional por flujo plástico debida a la acción sostenida de la carga muerta en un tiempo de 1825 días = 2.16 $D_m = - 1.398$ cm.

Dvm.1825 = deflexión adicional por flujo plástico debida a la acción de la carga viva media sostenida en un tiempo de 1825 días = 2.16 $D_{vm} = - 0.135$ cm.

El análisis en conjunto de las deflexiones incluye la determinación de la deflexión total para los tiempos considerados, 30 días, 365 días y 1825 días de acuerdo con la siguiente disposición de los datos.

- Deflexión de servicio en un tiempo de 30 días:

$$D_1 = D_{Pe} + \frac{D_{Pi} + D_{Pe}}{2} 1.044 - D_m - D_{m.30}$$

$$D_1 = + 0.568 + \frac{+ 0.668 + 0.568}{2} 1.044 - 0.647 - 0.675$$

$$D_1 = + 0.568 + 0.645 - 0.647 - 0.675$$

D1 = - 0.109 cm.

- Deflexión de servicio en un tiempo de 365 días:

$$D2 = \frac{DP_i + DP_e}{2} + 1.860 - D_m - D_{m.365} - D_v - D_{v.m.365}$$

$$D2 = + 0.568 + 1.149 - 0.647 - 1.203 - 0.391 - 0.116$$

D2 = - 0.640 cm.

- Deflexión de servicio en un tiempo de 1825 días:

$$D3 = \frac{DP_i + DP_e}{2} + 2.160 - D_m - D_{m.1825} - D_v - D_{v.m.1825}$$

$$D3 = + 0.568 + 1.334 - 0.647 - 1.398 - 0.391 - 0.135$$

D3 = - 0.700 cm.

Los valores obtenidos se comparan con el límite recomendado por la norma para miembros cuyo desplazamiento pueda afectar a elementos no estructurales, este límite en el caso de los claros de 12.975 m es:

$$D.\text{lim} = \frac{L}{480} + 0.30 = \frac{1297.5}{480} + 0.30 = - 3.003 \text{ cm}$$

Con este valor límite, las deflexiones calculadas resultan bastante aceptables en las tres etapas consideradas (D1, D2 y D3).

Los efectos del acortamiento elástico axial debido a la fuerza de compresión se absorben instantáneamente y resulta ser mínimos y no afectan ninguno de los cálculos efectuados, sin embargo puede calcularse dicho acortamiento por medio de la teoría elástica. La deformación axial elástica puede obtenerse mediante la ley de Hooke:

$$\Delta = \frac{f_c L}{E_c}$$

donde f_c es el esfuerzo axial en la sección total de concreto considerando la fuerza de preesfuerzo efectivo ($133800\text{kg} / 4750\text{cm}^2 = 28.168 \text{ kg/cm}^2$). Para una longitud de trabe de los dos claros (13.8 + 13.8 m) igual a 2760 cm la deformación axial sería:

$$\Delta = \frac{(28.168)(2760)}{221\,359.4} = - 0.351 \text{ cm}$$

que es la deformación inmediata después de aplicar el preesfuerzo, si se aplica el coeficiente de escurrimiento plástico para un tiempo de 5 años el acortamiento axial debe determinarse considerando también el acortamiento debido a la fuerza de preesfuerzo inicial:

$$\Delta.1825 = -0.351 - \frac{0.413 + 0.351}{2} 2.16 = -1.176 \text{ cm.}$$

Este acortamiento de las traveses genera efectos adicionales en los marcos de la estructura, sin embargo tales efectos son mínimos y no se hará ningún cálculo adicional para definir con precisión la magnitud de tal afectación.

En este análisis sólo se toma en cuenta los efectos sobre la estructura de las cargas reactivas producidas por el postensado tanto en los elementos horizontales como en los de apoyo vertical.

4.9.6.2.4. Estado 3 (cargas máximas factorizadas para calcular la resistencia).

En esta etapa de análisis se determinará el estado límite de falla para la siguiente combinación de cargas:

1.4 (Cargas muertas + Cargas vivas máximas) + 1.0 (cargas reactivas debidas al preesfuerzo).

Las cargas que en este estado intervienen en el análisis son:

$$1.4 (w_o + w_m + w_v + w_r) + 1.0 (w_{bal}.P_e)$$

$$1.4 (-1.14 - 2.665 - 2.30 - 0.368) + 1.1(3.34) = -5.722 \text{ ton/m.}$$

Con la ayuda del método de carga balanceada es fácil conocer los efectos del preesfuerzo en los elementos estructurales y para este caso sólo será necesario analizar el marco bajo la carga que resulto de la combinación de cargas factorizadas.

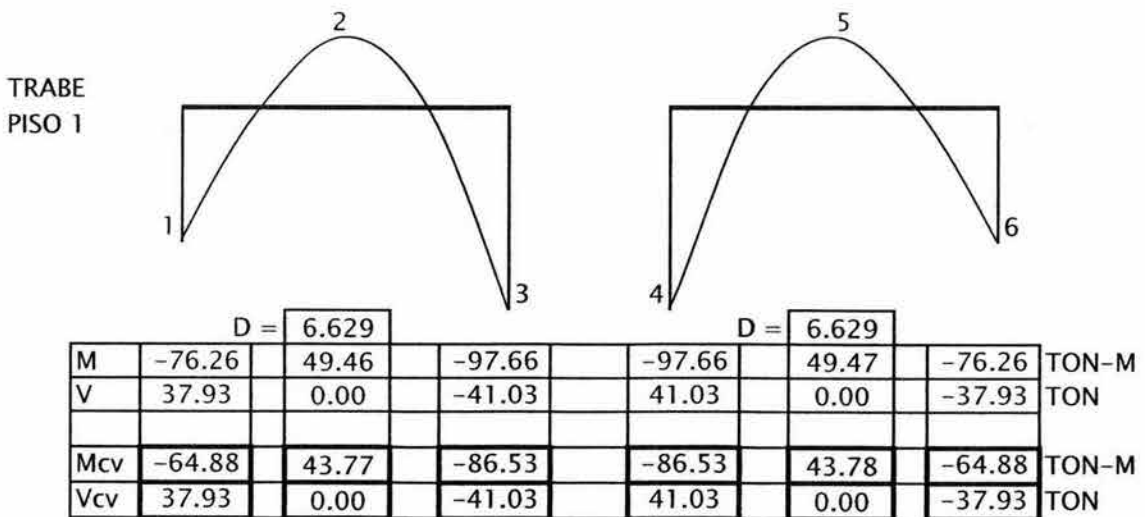
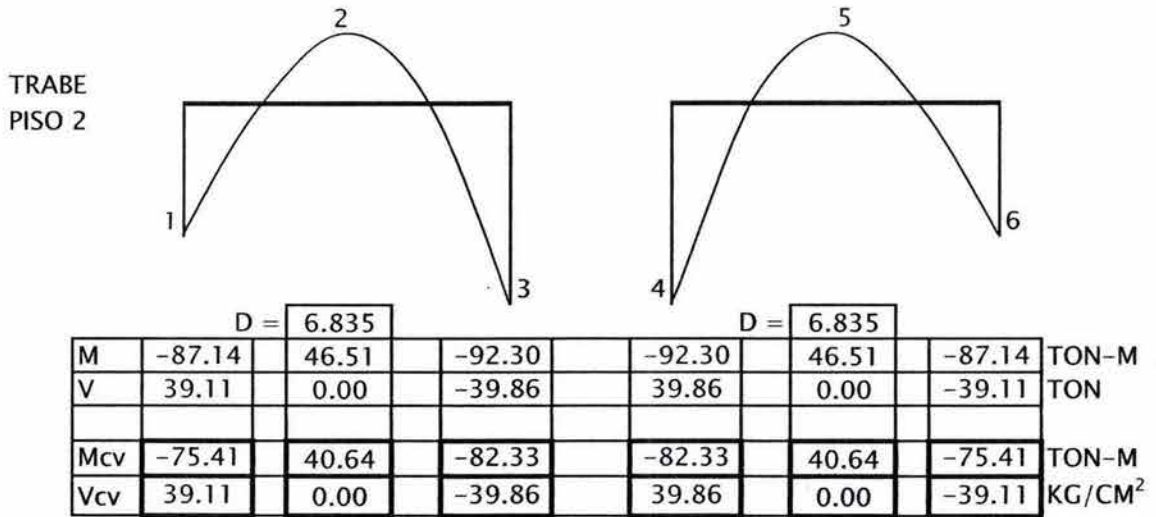
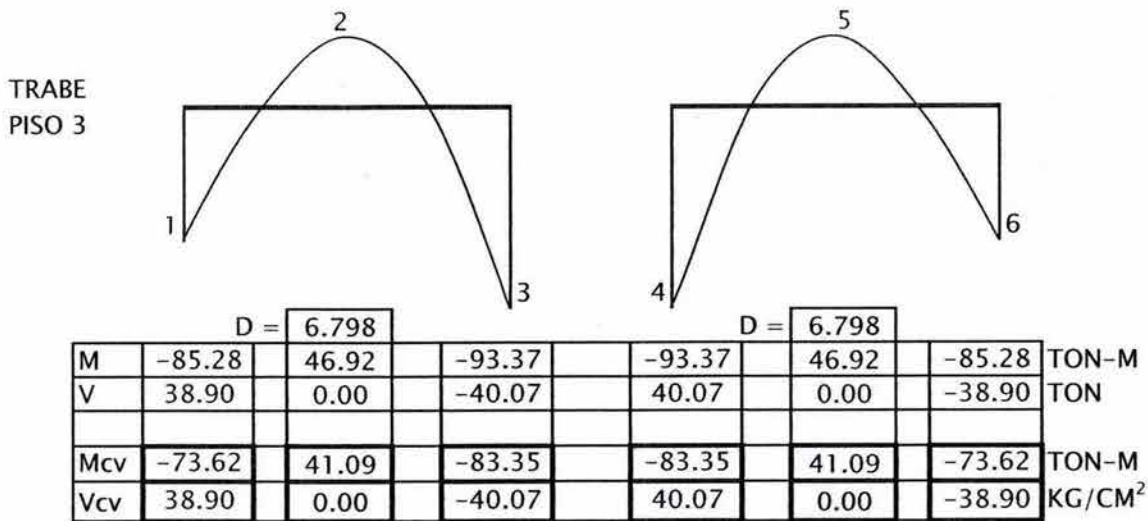
En estas condiciones se obtienen los momentos producidos por las cargas gravitacionales combinadas con la carga reactiva debida al preesfuerzo y con ellos se determinará la resistencia para diseño por flexión y cortante en las traveses. La combinación de cargas es valida tanto para resistencia a flexión como para fuerzas cortantes, por lo que los resultados de analizar el marco con esta carga (-5.722 ton/m) serán los valores máximos para el diseño de las secciones de la trabe.

En este caso también se aplica la reducción de los valores de el eje de los apoyos a el paño de las columnas de apoyo (ver figura 2.3). En la siguiente tabla se muestran los resultados que se obtuvieron del análisis del marco con la carga de - 5.722 ton/m, los momentos M_{vc} y las fuerzas cortantes V_{cv} son los valores en las traveses del marco que se consideran como resultado de la primera etapa de análisis.

MARCO TIPO (EJES 7, 8, 9, 10 Y 11)

ANALISIS PARA LAS TRABES DEL MARCO PARA EL **ESTADO 3** (CARGAS FACTORIZADAS)

CARGAS: $W_o + W_m + W_v + W_{bal} = 1.4(- 1.14 - 2.665 - 2.30 - 0.368) + 1.0(3.34) = -5.72 \text{ TON/M}$



D = DISTANCIA DE LA UBICACIÓN DEL MOMENTO POSITIVO MAXIMO O DONDE EL CORTANTE ES CERO, DESDE EL APOYO EXTERIOR HACIA EL APOYO INTERIOR DE LA TRABE.

4.9.7. Etapa 2. Análisis por cargas gravitacionales y sísmicas.

4.9.7.1. Alcance.

Para esta etapa se analizará el marco 11 de la estructura (figura 4.12 y figura 4.14), debido a que se trata de uno de los marcos que tiene fuerzas mayores producidas por los efectos de los movimientos sísmicos y por que representa las condiciones más generales de la estructura bajo las condiciones de cargas gravitacionales. El análisis se enfocará a el estudio de las acciones y efectos que las cargas inducen en las trabes, dado que estos son los elementos donde se tienen los efectos principales debidos al preesfuerzo postensado, sin embargo también se analizarán los efectos en las columnas pero de una manera menos detallada, igual que en el caso de la Etapa 1.

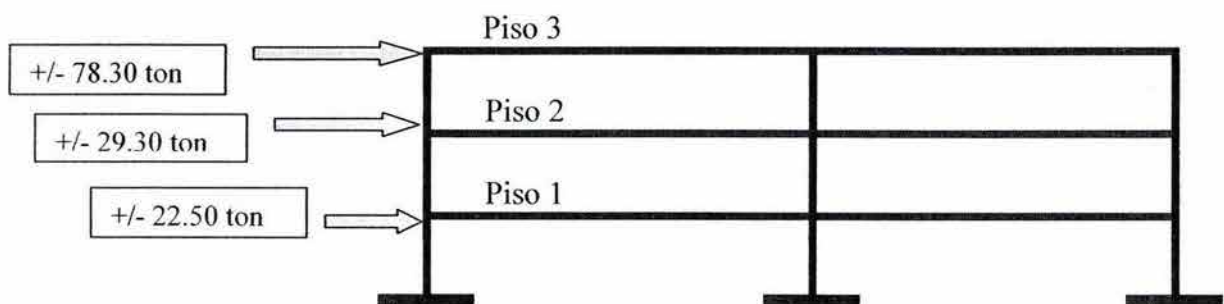
4.9.7.2. Determinación de las cargas y fuerzas que intervienen en el análisis.

En esta etapa se analizará el marco sometido a tres sistemas de cargas, en primer lugar se consideran las cargas gravitacionales afectadas con el correspondiente factor de carga que para estas condiciones se tiene previsto, en segundo lugar se consideran las fuerzas horizontales debidas a los efectos sísmicos actuando en el sentido positivo y en tercer lugar las fuerzas sísmicas actuando en sentido negativo. Finalmente se combinan los efectos de los resultados de los tres análisis anteriores para obtener la resistencia para diseño bajo estas condiciones. Las cargas gravitacionales que en este análisis se consideran son las que están actuando en el marco tipo y que son las mismas para el marco 11 que en este caso se analiza:

$$1.1(w_o + w_m + w_v \text{ inst.}) + 1.0(w_{bal.Pe})$$

$$1.1(-1.14 - 2.665 - 0.920) + 1.0(3.34) = - 1.858 \text{ ton/m.}$$

Esta carga se aplica sobre las trabes del marco. En este caso también se aplica la reducción de los valores de los momentos de el eje de los apoyos a el paño de las columnas de apoyo (ver figura 2.3). Y las fuerzas debidas a los efectos sísmicos que se obtuvieron del análisis correspondiente, para el caso del marco del eje 11, son:



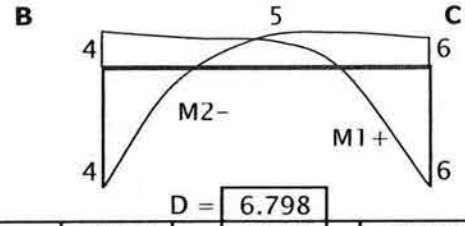
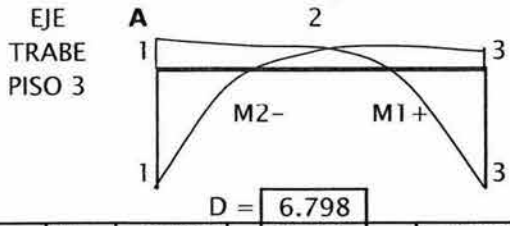
Los momentos, fuerzas cortantes y fuerzas axiales en los elementos que forman el marco, obtenidos del análisis con estas fuerzas sísmicas, se afectarán por el factor de carga de 1.10 igual que las cargas gravitacionales de esta etapa.

En la siguiente tabla de resultados se presentan los valores que se obtuvieron de cada análisis de cargas así como de la combinación de estos valores. Los valores de los momentos M_s y de las fuerzas cortantes V_s son la magnitud para el diseño de la resistencia para estas condiciones de análisis en cada una de las trabes del marco.

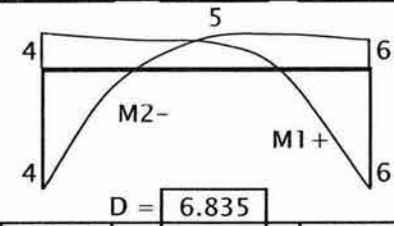
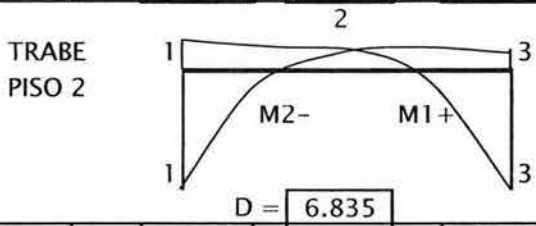
MARCO 11

ANALISIS DE LAS TRABES PARA EL ESTADO DE CARGAS FACTORIZADAS Y SISMO

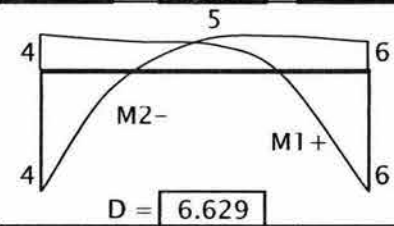
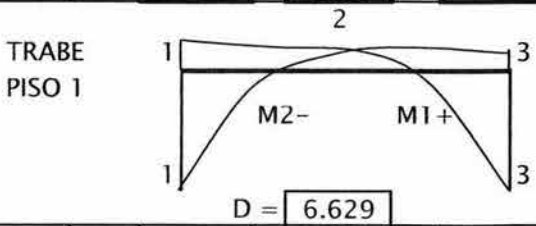
C VERTICALES: $W_o + W_m + W_{vINST} + W_{bal} = 1.1(-1.14 - 2.665 - 0.92) + 1.0(3.34) = -1.86 \text{ TON/M}$



CARGAS VERTICALES FACTORIZADAS	M	-27.68	15.23	-30.31	-30.31	15.23	-27.68	TON-M
	V	12.63	0.00	-13.01	13.01	0.00	-12.63	TON
	Ma =	-23.90	13.34	-27.06	-27.06	13.34	-23.90	TON-M
EFECTOS FACTORIZADOS DE SISMO	Ms+	47.90	4.08	-41.16	39.88	-3.35	-45.32	TON-M
	Vs+	-6.45	-6.45	-6.45	-6.17	-6.17	-6.17	TON
	Ms-	-47.90	-4.08	41.16	-39.88	3.35	45.32	TON-M
COMBINACION	M1+	24.00	17.42	-68.21	12.82	9.98	-69.22	TON-M
	M2-	-71.80	9.26	14.10	-66.94	16.69	21.43	TON-M
	VS	19.07	6.45	-19.45	19.18	6.17	-18.80	TON
VALORES MAXIMOS	MS	-71.80	17.42	-68.21	-66.94	16.69	-69.22	TON-M
	VS	19.07	6.45	-19.45	19.18	6.17	-18.80	TON



CARGAS VERTICALES FACTORIZADAS	M	-28.29	15.10	-29.96	-29.96	15.10	-28.29	TON-M
	V	12.70	0.00	-12.94	12.94	0.00	-12.70	TON
	Ma =	-24.48	13.19	-26.73	-26.73	13.19	-24.48	TON-M
EFECTOS FACTORIZADOS DE SISMO	Ms+	62.48	-1.03	-58.81	58.07	1.33	-60.99	TON-M
	Vs+	-9.30	-9.30	-9.30	-9.13	-9.13	-9.13	TON
	Ms-	-62.48	1.09	58.81	-58.07	-1.41	60.99	TON-M
COMBINACION	M1+	38.00	12.17	-85.53	31.34	14.53	-85.47	TON-M
	M2-	-86.96	14.28	32.08	-84.80	11.78	36.51	TON-M
	VS	22.00	9.30	-22.24	22.07	9.13	-21.82	TON
VALORES MAXIMOS	MS	-86.96	12.17	-85.53	-84.80	11.78	-85.47	TON-M
	VS	22.00	9.30	-22.24	22.07	9.13	-21.82	TON



CARGAS VERTICALES FACTORIZADAS	M	-24.76	16.06	-31.70	-31.70	16.06	-24.76	TON-M
	V	12.31	0.00	-13.32	13.32	0.00	-12.31	TON
	Ma =	-21.06	14.21	-28.37	-28.37	14.21	-21.06	TON-M
EFECTOS FACTORIZADOS DE SISMO	Ms+	62.75	4.70	-58.10	57.59	-4.41	-61.72	TON-M
	Vs+	-8.76	-8.76	-8.76	-8.65	-8.65	-8.65	TON
	Ms-	-62.75	-4.70	58.10	-57.59	4.41	61.72	TON-M
COMBINACION	M1+	41.69	18.91	-86.47	29.21	9.80	-82.78	TON-M
	M2-	-83.81	9.51	29.72	-85.96	18.62	40.66	TON-M
	VS	21.07	8.76	-22.08	21.97	8.65	-20.96	TON
VALORES MAXIMOS	MS	-83.81	18.91	-86.47	-85.96	18.62	-82.78	TON-M
	VS	21.07	8.76	-22.08	21.97	8.65	-20.96	TON

4.9.8. Etapa 3. Determinación de la resistencia de diseño.

Para el diseño de la resistencia de los elementos estructurales se considerarán los valores más desfavorables de las dos combinaciones anteriores en estado límite de falla:

Etapa 1.

1.4 (Cargas muertas + Cargas vivas máximas) + 1.0 (cargas reactivas debidas al preesfuerzo).

Etapa 2.

1.1(Cargas muertas + Cargas vivas instantáneas + Fuerzas sísmicas) + 1.0 (cargas reactivas debidas al preesfuerzo).

En la siguiente tabla de resultados se presentan los valores que se obtuvieron de cada análisis de cargas en el estado límite de falla. Para cada trabe se presentan los valores de los momentos M_{vc} y las fuerzas cortantes V_{cv} (Etapa 1) y los valores de los momentos M_s y de las fuerzas cortantes V_s (Etapa 2). De estos valores se consideran las magnitudes más desfavorables en los elementos.

En este caso, como las magnitudes máximas en los tres pisos son muy similares se considerará para el diseño final los valores del piso que son los más grandes (trabes del pisos 1) y con los valores de este se diseñarán todas las trabes del marco.

Asta ahora todos los cálculos son correctos, tanto para el análisis por cargas gravitacionales como para el análisis por cargas instantáneas y fuerzas sísmicas, pero se han realizado con los efectos totales del preesfuerzo.

Debe recordarse que el concepto de carga balanceada ayuda a visualizar los efectos del preesfuerzo, pero estos efectos están compuestos por los momentos primarios (M_1) y por los momentos secundarios (M_2), es decir que en el análisis realizado para las trabes de los marcos falta considerar que en la estructura finalmente actuará el momento secundario producido por el preesfuerzo junto con los efectos de las cargas externas factorizadas en el estado de falla considerado.

Los momentos totales debidos al preesfuerzo, o momentos producidos por la carga balanceada (M_{bal}), son la suma algebraica de los momentos primarios (M_1) más los momentos secundarios(M_2):

$$M_{bal} = M_1 + M_2$$

$$M_2 = M_{bal} - M_1$$

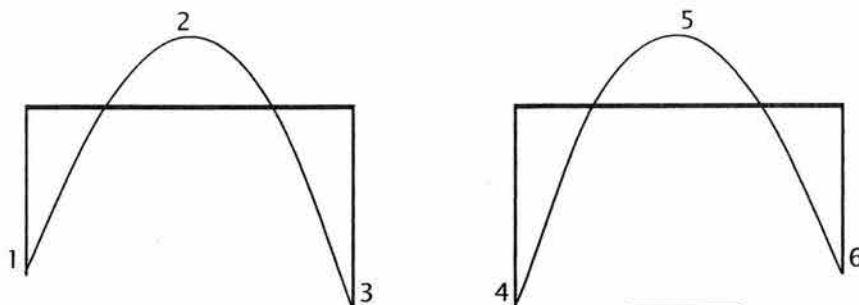
En los análisis realizados hasta ahora son correctas todas las suposiciones, sin embargo en ellos se han considerado los momentos de la carga balanceada (M_{bal}) que son los momentos totales debidos al preesfuerzo.

Para el estado de falla última para diseño por flexión deben de considerarse los momentos secundarios (M_2) del preesfuerzo, exclusivamente, y no el efecto total del preesfuerzo.

MARCO 11

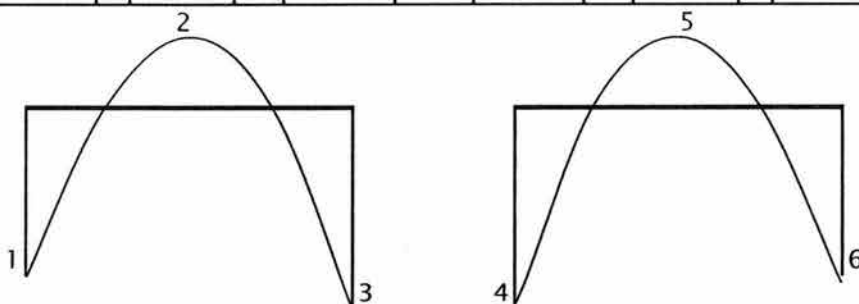
ANALISIS PARA OBTENER LOS VALORES MAXIMOS

TRABE
PISO 3



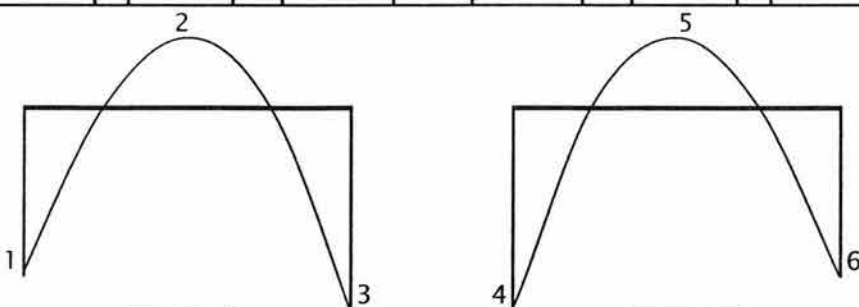
CARGAS		D = 6.798			D = 6.798			
VERTICALES	M _{cv}	-73.62	41.09	-83.35	-83.35	41.09	-73.62	TON-M
	V _{cv}	38.90	0.00	-40.07	40.07	0.00	-38.90	TON
VERTICALES Y SISMO	M _S	-71.80	17.42	-68.21	-66.94	16.69	-69.22	TON-M
	V _S	19.07	6.45	-19.45	19.18	6.17	-18.80	TON
VALORES MAXIMOS	M _{máx}	-73.62	41.09	-83.35	-83.35	41.09	-73.62	TON-M
	V _{máx}	38.90	6.45	-40.07	40.07	6.17	-38.90	TON

TRABE
PISO 2



CARGAS		D = 6.835			D = 6.835			
VERTICALES	M _{cv}	-75.41	40.64	-82.33	-82.33	40.64	-75.41	TON-M
	V _{cv}	39.11	0.00	-39.86	39.86	0.00	-39.11	TON
VERTICALES Y SISMO	M _S	-86.96	12.17	-85.53	-84.80	11.78	-85.47	TON-M
	V _S	22.00	9.30	-22.24	22.07	9.13	-21.82	TON
VALORES MAXIMOS	M _{máx}	-75.41	40.64	-82.33	-82.33	40.64	-75.41	TON-M
	V _{máx}	39.11	9.30	-39.86	39.86	9.13	-39.11	TON

TRABE
PISO 1



CARGAS		D = 6.629			D = 6.629			
VERTICALES	M _{cv}	-64.88	43.77	-86.53	-86.53	43.78	-64.88	TON-M
	V _{cv}	37.93	0.00	-41.03	41.03	0.00	-37.93	TON
VERTICALES Y SISMO	M _S	-83.81	18.91	-86.47	-85.96	18.62	-82.78	TON-M
	V _S	21.07	8.76	-22.08	21.97	8.65	-20.96	TON
VALORES MAXIMOS	M _{máx}	-83.81	43.77	-86.47	-86.53	43.78	-82.78	TON-M
	V _{máx}	37.93	8.76	-41.03	41.03	8.65	-37.93	TON

D = DISTANCIA DE LA UBICACIÓN DEL MOMENTO POSITIVO MAXIMO O DONDE EL CORTANTE ES CERO, DESDE EL APOYO EXTERIOR HACIA EL APOYO INTERIOR DE LA TRABE.

Para tomar en cuenta esta consideración se debe descontar los efectos de los momentos primarios a través de la longitud del tendón en la trabe. Como el efecto total del preesfuerzo se considero en el análisis de las trabes como una carga que contrarrestaba cierta carga gravitacional, quiere decir que en todos los análisis se uso el momento M_{bal} , pero con el método de la carga balanceada nunca se consideró de esta forma esos momentos sino que realmente no se tomaron en cuenta, pero los efectos del preesfuerzo estuvieron considerados totalmente.

Ahora para incluir al análisis solamente los momentos secundarios debidos al preesfuerzo para el estado de falla por flexión, deberá descontarse los momentos primarios M_1 , o mejor dicho, sumarse a los momentos obtenidos del análisis desarrollado. Esto es lógico dado que en el análisis nunca se consideraron los momentos del preesfuerzo, sino las cargas reactivas. Para que se conserven exclusivamente los momentos secundarios dentro de los momentos obtenidos debe adicionarse a los momentos obtenidos en el análisis los momentos primarios (M_1) porque en el momento obtenido se considero el momento total del preesfuerzo (que es opuesto a los momentos obtenidos de las cargas de los análisis), y al considerar esto, los momentos negativos en este caso se reducen igual que los momentos positivos, pero si sólo se conserva en consideración los momentos secundarios debe agregarse a los momentos calculados los momentos primarios. Es decir que finalmente en el análisis global para el diseño por resistencia última a flexión quedaran tomados en cuenta los momento secundarios solamente.

Normalmente para la mayor parte de los análisis los momentos primarios son positivos donde la excentricidad del tendón de preesfuerzo queda arriba del eje centroidal y son negativos para cuando la excentricidad queda debajo de dicho eje. En el análisis realizado por medio del método de la carga balanceada en los momentos finales se considero restar el total de los momentos debidos al preesfuerzo pero solamente debieron restarse los momentos secundarios por los que se deberá sumar a los momentos finales los momentos primarios (M_1).

Como se requiere restar exclusivamente los momentos secundarios en los momentos finales para diseño, los momentos primarios se cambiaran de signo para poderlos restituir a los momentos producidos por las cargas externas.

Los momentos primarios se obtienen al multiplicar la fuerza de preesfuerzo por su excentricidad, medida desde la línea del eje centroidal de la sección de concreto a la línea centroidal del tendón. El momento primario en las trabes en los apoyos extremos tiene un valor de:

$$133.80 (0.00) = 0.00 \text{ ton-m}$$

aproximadamente al centro de cada claro:

$$133.80 (0.38) = - 50.844 \text{ ton-m}$$

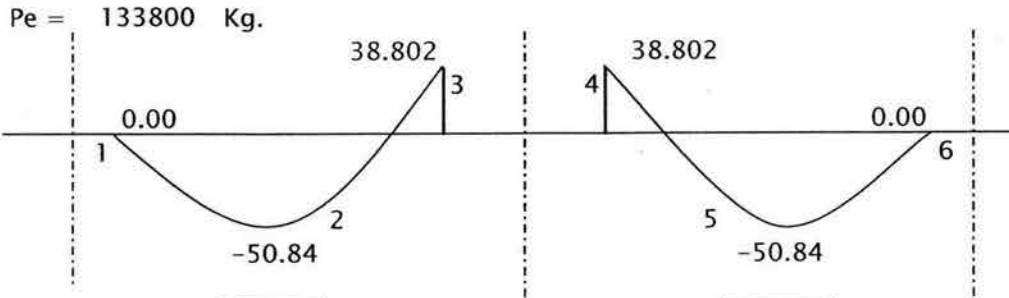
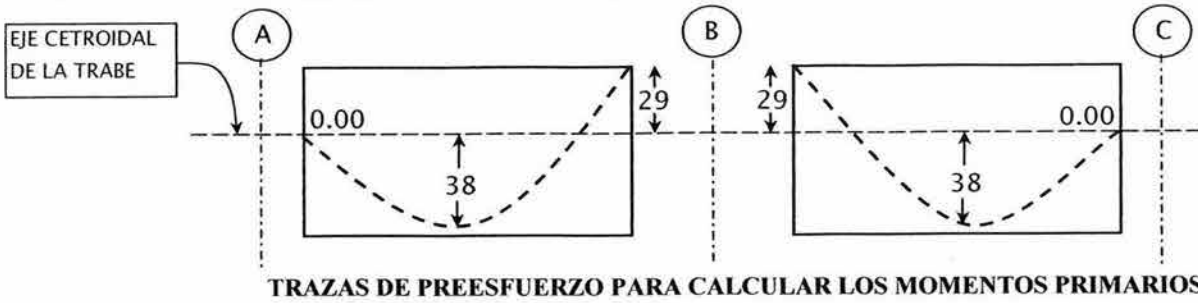
y en la sección de apoyo central:

$$133.80 (0.29) = 38.802 \text{ ton-m.}$$

A estos momentos se les cambiará el signo para poderlos restituir a los momentos calculados, y con esto considerar finalmente en el análisis solamente los momentos secundarios.

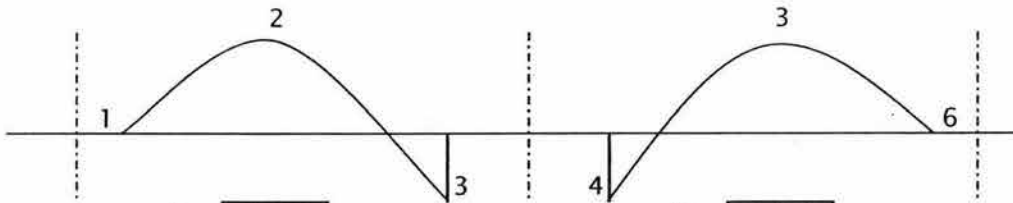
MARCO 11

ANÁLISIS PARA OBTENER LOS VALORES PARA LA RESISTENCIA DE DISEÑO



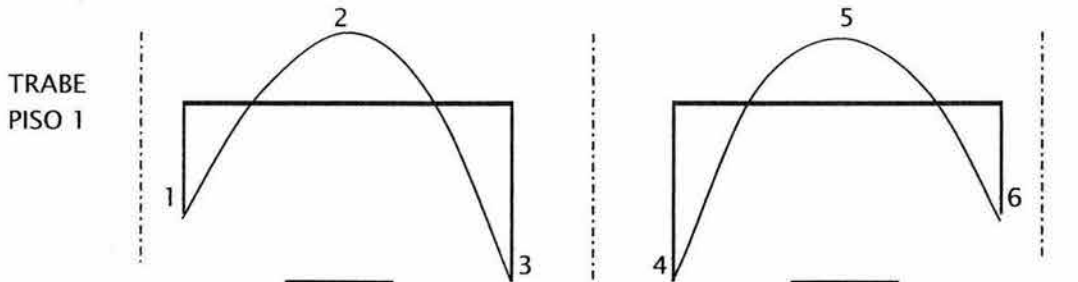
M1	PeXe	0.00	D = 6.490 -50.84	38.80	38.80	D = 6.490 -50.84	0.00	TON-M
----	------	------	---------------------	-------	-------	---------------------	------	-------

MOMENTOS PRIMARIOS EN LAS TRABES DEL MARCO



(- M 1)	PeXe	0.00	D = 6.490 50.84	-38.80	-38.80	D = 6.490 50.84	0.00	TON-M
---------	------	------	--------------------	--------	--------	--------------------	------	-------

MOMENTOS PRIMARIOS CONSIDERADOS PARA LA RESTITUCIÓN



VALORES MAXIMOS	Mmáx	-83.81	D = 6.629 43.77	-86.47	-86.53	D = 6.629 43.78	-82.78	TON-M
	Vmáx	37.93	8.76	-41.03	41.03	8.65	-37.93	TON
(- M 1)	PeXe	0.00	50.84	-38.80	-38.80	50.84	0.00	TON-M
VALORES DE DISEÑO	Mu	-83.81	94.62	-125.27	-125.33	94.62	-82.78	TON-M
	Vu	37.93	8.76	-41.03	41.03	8.65	-37.93	TON

MOMENTOS FINALES PARA LA DISEÑO

D = DISTANCIA DE LA UBICACIÓN DEL MOMENTO POSITIVO MAXIMO O DONDE EL CORTANTE ES CERO, DESDE EL APOYO EXTERIOR HACIA EL APOYO INTERIOR DE LA TRABE.

Los momentos Primarios que se sumarán a los momentos obtenidos del análisis realizado, son entonces:

MOMENTOS PRIMARIOS DE RESTITUCIÓN		
En apoyos extremos.	Al centro de cada claro.	En el apoyo interior.
0.00	+ 50.844	-38.802

En la tabla de análisis para obtener la resistencia de diseño se presentan los valores finales que se utilizarán en el diseño de las secciones de concreto de las traveses del marco.

En general se diseñarán 3 secciones con los valores correspondientes de la secciones 1, 4 y 2 de las traveses del piso 1 del marco.

Sección	Mu (ton-m)	Vu (ton)
1,6	-83.81	37.93
3,4	-125.33	41.03
2,5	94.62	8.76

4.9.9. Análisis para determinar la resistencia de diseño de las columnas.

4.9.9.1. Generalidades.

Los efectos que el postensado ejerce sobre los elementos verticales del marco no son de consideración significativa dentro de los estados de cargas de servicio por lo que resulta más conveniente analizar y diseñar estos miembros para los estados límite de falla tanto para el estado de cargas gravitacionales máximas como para las cargas gravitacionales instantáneas y sismo.

En estas condiciones el efecto que produce el preesfuerzo postensado se visualiza de una manera más objetiva con el uso del método de carga balanceada, de este modo la mayor parte de tales efectos ya se tiene identificados y se pueden revisar.

Mediante el método de carga balanceada el preesfuerzo se visualiza simplemente con cualquier otro conjunto de fuerzas (para este caso uniformemente repartidas) actuando sobre los elementos horizontales del marco y se consideran todas las reacciones que estas producen en todos los miembros del marco, momentos y fuerzas cortantes.

El método de carga balanceada es una forma de visualizar los efectos del preesfuerzo en la estructura, pero esto no quiere decir que se le estén eliminando cargas, con la consideración de las cargas balanceadas actuando sobre las traveses al considerarlas aplicadas en sentido opuesto a las cargas gravitacionales.

El método de carga balanceada sólo se utiliza para conocer los momentos, giros y fuerzas cortantes que se presentan en los elementos debido a la aplicación del preesfuerzo, y que resultan opuestos a los que las cargas gravitacionales generan, pero esto no implica que las cargas balanceadas eliminen cierta carga a la estructura, sino que, sólo se utilizan con el objetivo inicial de este párrafo.

Finalmente las columnas tendrán que soportar el total del peso de la estructura más el total de las cargas esperadas de servicio junto con los efectos intrínsecos (cargas axiales, momentos flexionantes y fuerzas cortantes) inducidos en la estructura por las mismas cargas y fuerzas externas.

4.9.9.2. Alcance.

Dentro del diseño de cualquier estructura, los elementos verticales de apoyo son de vital importancia y debe considerarse a detalle todos los factores que intervienen para la determinación de su resistencia de diseño, en este estudio sólo se presentan los criterios de análisis empleados para determinar la resistencias de los miembros verticales del marco en análisis debido a que en este sentido se presentan los efectos más importantes debidos al preesfuerzo postensado.

Pero el diseño de las columnas debe tomar en cuenta el análisis global de las cargas debido a que las columnas son elementos que tienen solicitaciones en ambos sentidos debido a que forman parte de los marcos en un sentido y en el otro.

En este espacio sólo se analizan las cargas y fuerzas que intervienen en el marco 11 de la estructura y no se incluye el análisis de los marcos A, B1, B2 y C, sin embargo, dentro del análisis global de la estructura deben incluirse y diseñar las columnas con todas las solicitaciones y combinación de ellas considerando elementos en el espacio y no en un plano. El análisis de los marcos perpendiculares (marcos A, B1, B2 y C) se efectúa bajo los criterios de cualquier marco convencional para las solicitaciones de carga y fuerzas externas que se han mencionado para el caso del marco 11, evidentemente sin considerar fuerzas de preesfuerzo. El análisis de los marcos perpendiculares y la combinación de las solicitaciones para el diseño final de las columnas no se incluye en este estudio, y dentro del capítulo de Diseño Estructural no se contempla el diseño de estos elementos debido a que se requiere del manejo de mucha información numérica que esta fuera del objetivo de este estudio, aunque dicho trabajo es relativamente sencillo.

4.9.9.3. Análisis de cargas para las columnas del Marco 11.

Las columnas del marco se analizan para las mismas etapas que en el caso de las trabes.

Para la **Etapla 1** se consideran los efectos de las siguientes cargas:

1.4 (Cargas muertas + Cargas vivas máximas) + 1.0 (cargas reactivas debidas al preesfuerzo).

En el caso del marco en análisis las cargas consideradas son las siguientes:

1.4 (- 1.140 – 2.665 – 2.300 – 0.368) + 1.0 (3.340)

El marco se resolverá, en esta etapa, con las trabes soportando una carga uniformemente distribuida de magnitud igual a: - 5.722 ton/m.

De este análisis se tomaran en cuenta los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes en las columnas.

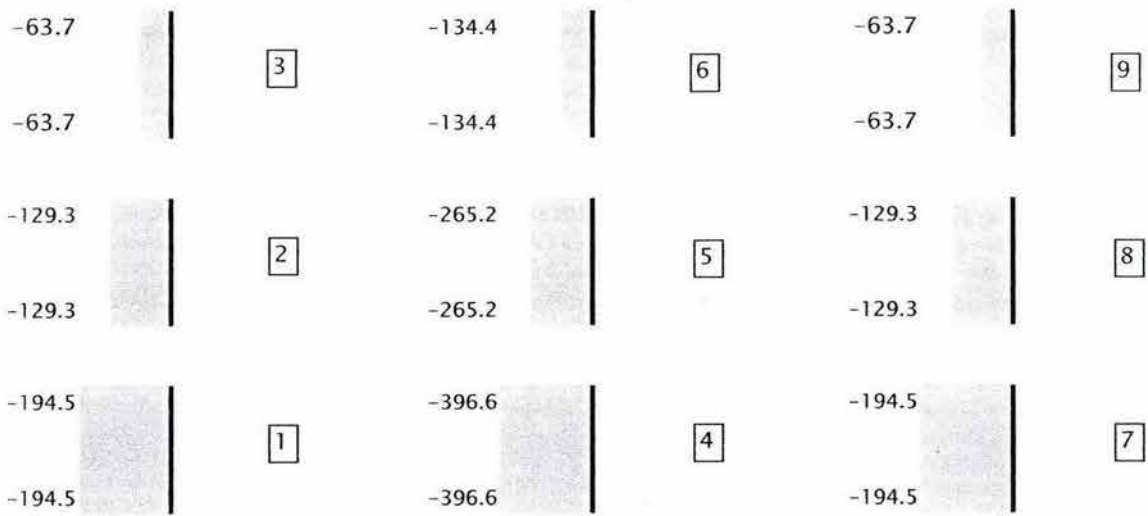
Para obtener la carga axial total en las columnas se tomará en cuenta la siguiente carga:

1.4 (- 1.140 – 2.665 – 2.300 – 0.368) = - 9.062 ton/m

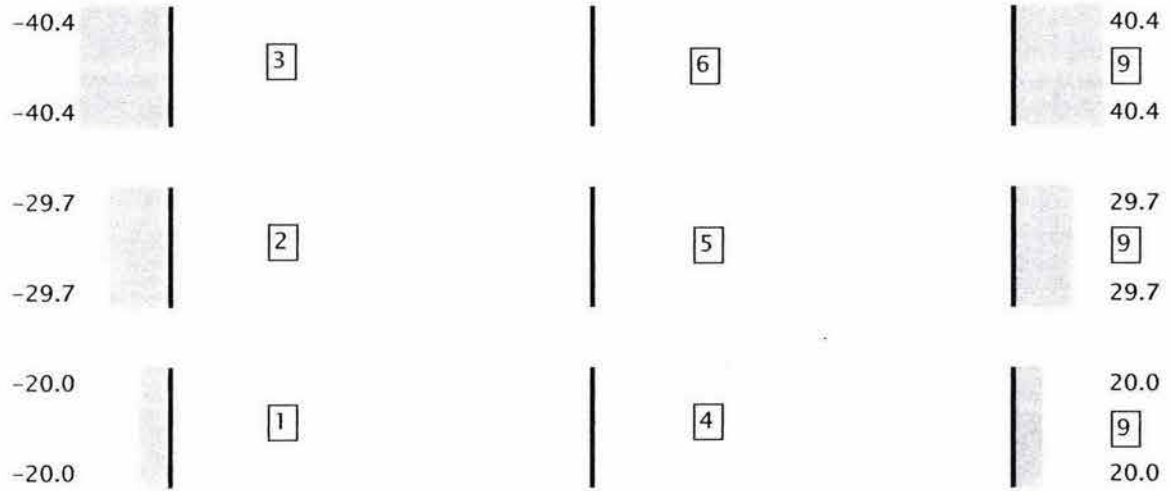
Para la solución del marco, esta carga se considera actuando uniformemente en todas las trabes junto con las cargas concentradas en los nodos, que son el peso propio de las columnas. De este segundo análisis se obtienen y solamente se consideran las fuerzas axiales en las columnas.

Del análisis del marco con las cargas descritas, se tiene los siguientes resultados para fuerza axial, fuerza cortante y momentos en las columnas del marco:

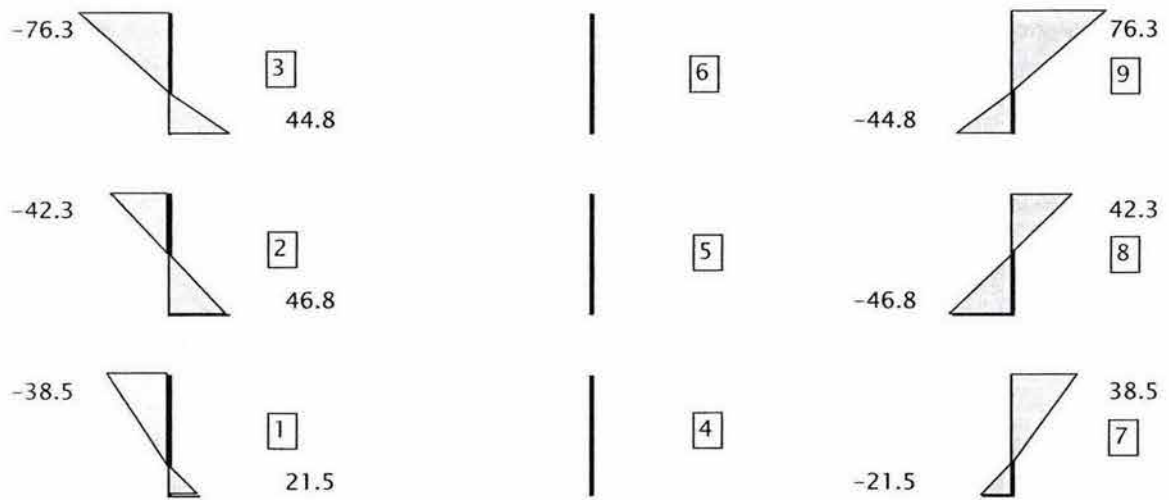
ANALISIS DE COLUMNAS ETAPA 1
MARCO 11



FUERZA AXIAL [TON]



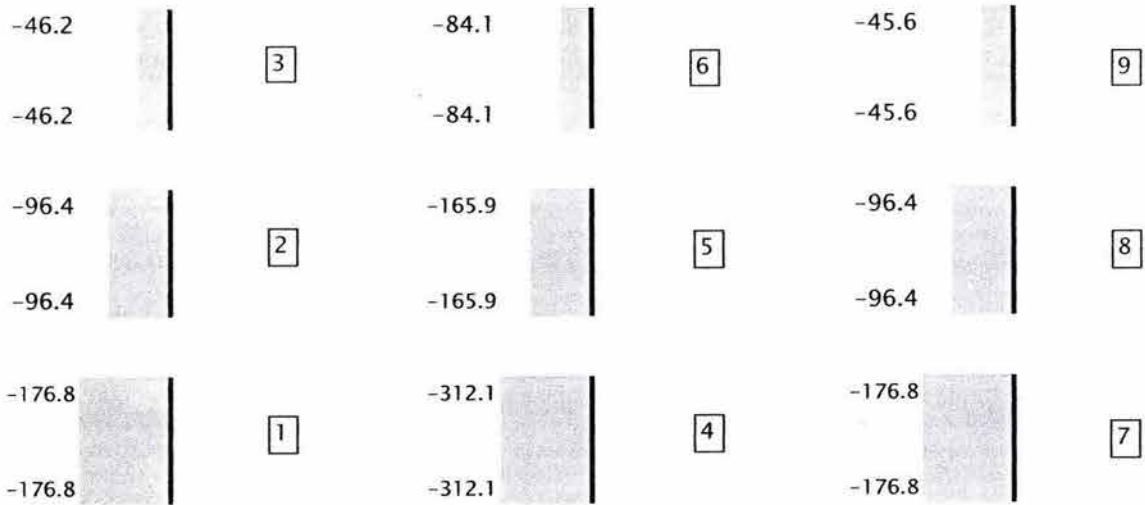
FUERZA CORTANTE [TON]



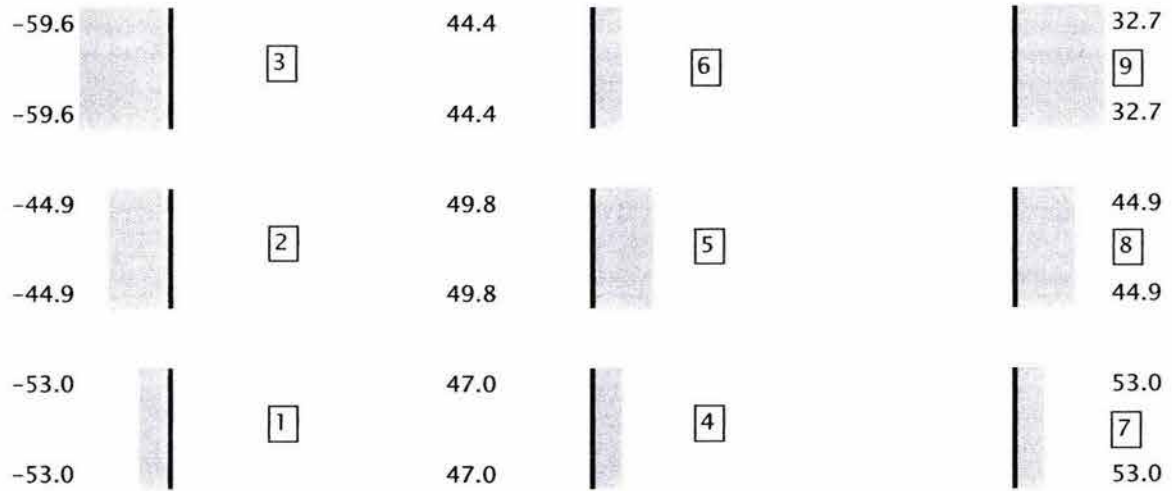
MOMENTOS FLEXIONANTES [TON-M]

X ELEMENTO

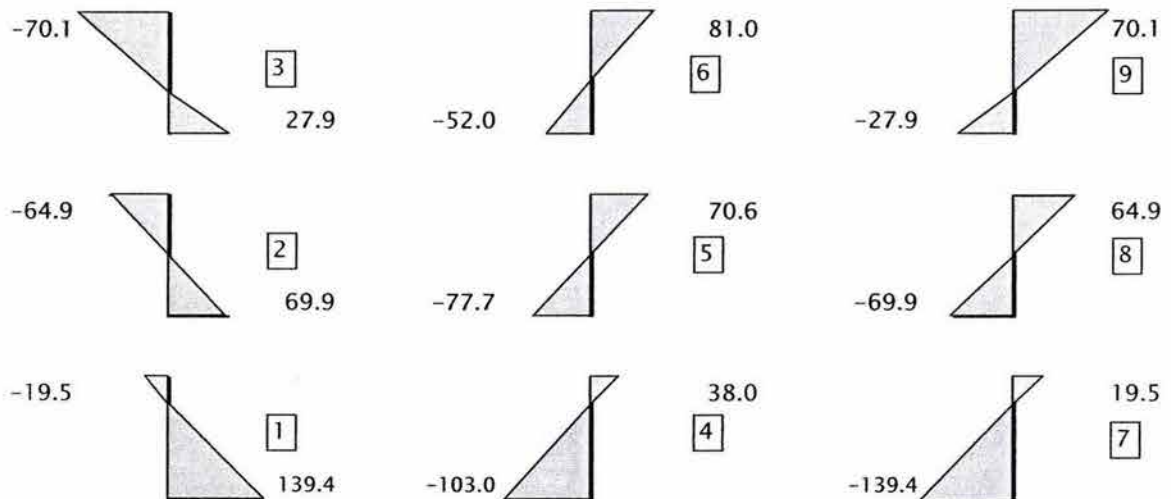
ANALISIS DE COLUMNAS ETAPA 2
MARCO 11



FUERZA AXIAL [TON]



FUERZA CORTANTE [TON]



MOMENTOS FLEXIONANTES [TON-M]

X ELEMENTO

Para la **Etapa 2** se consideran los efectos de las siguientes cargas:

1.1(Cargas muertas + Cargas vivas instantáneas + Fuerzas sísmicas) + 1.0 (cargas reactivas debidas al preesfuerzo).

En el caso del marco en análisis las cargas consideradas son las siguientes:

1.1 (- 1.140 – 2.665 – 0.920) + 1.0 (3.340)

El marco se resolverá, en esta etapa, con las trabes soportando una carga uniformemente distribuida de magnitud igual a: - 1.858 ton/m. De este análisis se tomaran en cuenta los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes en las columnas.

Para obtener la carga axial total en las columnas se tomará en cuenta la siguiente carga:

1.1 (- 1.140 – 2.665 – 0.920 – 0.368) = - 5.602 ton/m

Para la solución del marco, estas cargas se consideran actuando uniformemente en todas las trabes junto con las cargas concentradas en los nodos, que son el peso propio de las columnas. De este segundo análisis se obtienen las fuerzas axiales en las columnas.

Los momentos, fuerzas cortantes y fuerzas axiales producidos por las fuerzas sísmicas factorizadas (F. C. = 1.1) se superpondrán con los del análisis de cargas gravitacionales, tanto para sismo actuando en sentido positivo como para el caso de sentido negativo, y se seleccionará los valores que sean los más desfavorables de la combinación.

De los resultados de los análisis anteriores se toman los valores más críticos que actúan en las columnas para la combinación de momento y carga axial, considerando las condiciones de la etapa 1 y las condiciones de la etapa 2.

En el análisis realizado, hasta este momento, sólo se ha contemplado las acciones en el sentido del plano del marco 11 pero hay que adicionar las acciones tanto por carga gravitacional como por cargas gravitacionales instantáneas y sismo en el sentido perpendicular al marco, es decir, a las columnas del marco 11 en los ejes A, B y C debe adicionarse los efectos de las solicitaciones analizadas en los marcos A, B1, B2 y C que para cada columna corresponda.

Para todas las solicitaciones y combinaciones de ellas se determinaran los diagramas de interacción correspondientes y el diseño final se tomará seleccionando el refuerzo que cumpla con los requerimientos para las condiciones de los estados de cargas analizados.

La obtención de los diagramas de interacción para las columnas no se incluyen en este estudio, debido a que aunque es un procedimiento relativamente sencillo, esto no es parte del objetivo principal de este estudio, sin embargo los criterios para obtener la resistencia ya están indicados.

4.9.10. Cimentación.

4.9.10.1. Alcance.

Se describe el criterio adoptado para la determinación del tipo y dimensiones de la cimentación para el edificio así como algunos factores que se consideran para el diseño de los elementos de la cimentación. El análisis se realiza para el marco del eje 11 y para el estado de cargas gravitacionales máximas debido a que este estado de cargas es el que rige el diseño de la subestructura para el estacionamiento.

4.9.10.2. Generalidades.

Las características de la estructura, altura y peso total, definen el tipo de cimentación a utilizarse. En este caso se ideó hacer la cimentación a base de zapatas corridas para recibir principalmente las cargas provenientes de los marcos de carga principales, marcos de ejes número, y también para el sentido longitudinal del edificio, en los marcos de ejes letra.

Las zapatas corridas en ambos sentidos se contemplan en virtud de la suposición de apoyos empotrados en la base de las columnas de planta baja de los marcos en ambos sentidos del edificio. De acuerdo a las estimaciones previas se consideró una profundidad de desplante de 1.5 m para las zapatas y un ancho preliminar de 3.00 m.

De acuerdo con el estudio de mecánica de suelos realizado dentro del predio, y tomando una profundidad de desplante de 1.50 m para las zapatas corridas, se proporcionó la siguiente capacidad de carga admisible en el terreno donde se desplantará la cimentación del estacionamiento:

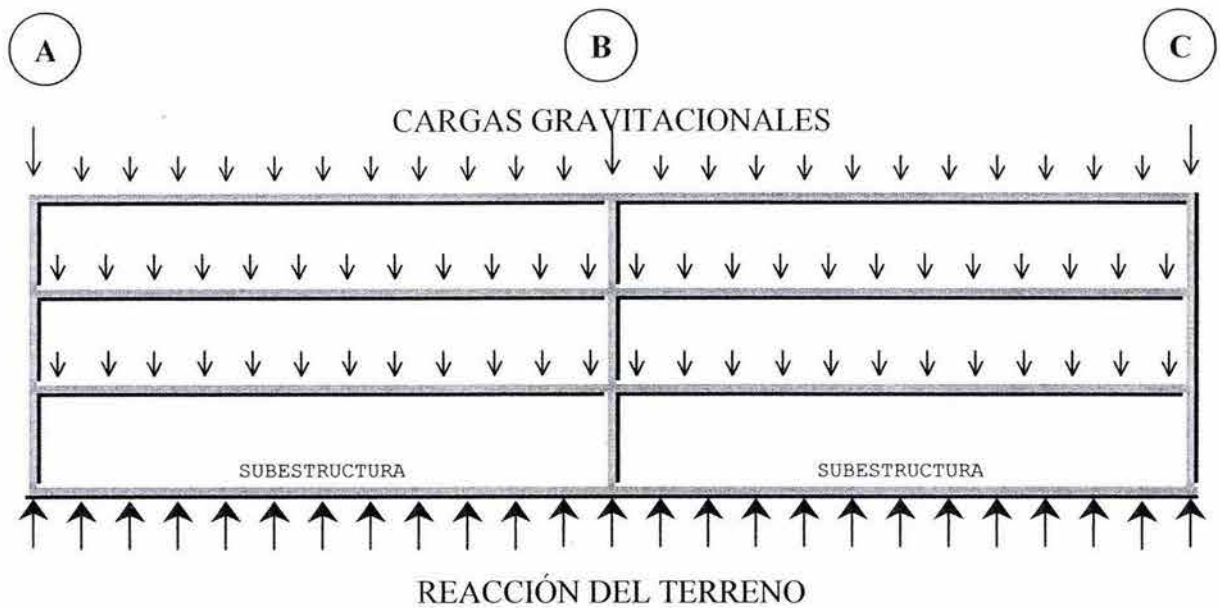
$$q_a = 12.000 \text{ ton/m}^2.$$

4.9.10.3. Cargas para el análisis.

El principio de análisis supone una carga de reacción, ejercida por el terreno sobre la estructura de la cimentación, que equilibra las acciones de las cargas gravitacionales calculadas.

Las zapatas son el apoyo de contacto con el terreno y se usarán contratraveses para recibir y transferir estas reacciones del terreno a las columnas de la superestructura y así equilibrar las acciones ejercidas a través de las columnas.

Para el caso del marco 11, y de los otros marcos, se analiza la cimentación con cargas uniformemente distribuidas ejercidas en sentido inverso de las cargas gravitacionales. Estas cargas son las reacciones del terreno.



Dentro del análisis para el diseño de la cimentación se consideran las siguientes cargas de la superestructura sobre la estructura de la cimentación:

$$W_o = (1.14[\text{trabes}] + 0.304[\text{columnas}]) 3 \text{ niv.} = - 4.333 \text{ ton/m.}$$

$$W_m = (2.665[\text{losas}]) 3 \text{ niv.} = - 7.995 \text{ ton/m.}$$

$$W_v = (2.300) 3 \text{ niv.} = - 6.900 \text{ ton/m.}$$

$$W_r = (0.368) 3 \text{ niv.} = - 1.104 \text{ ton/m.}$$

$$W_{\text{cim.}} = - 3.327 \text{ ton/m. (peso total estimado de la cimentación)}$$

$$\text{Carga total de servicio } W_s = - 23.659 \text{ ton/m.}$$

$$\text{Cargas máximas factorizadas} = 1.4 (23.659) = - 33.123 \text{ ton/m.}$$

Para determinar el ancho de las zapatas de cimentación se consideran las cargas factorizadas dividida por la capacidad de carga admisible del terreno:

$$B = \frac{33.123 \text{ ton/m}}{12.000 \text{ ton/m}^2} = 2.76 \text{ m.}$$

Se considerará el ancho de la Zapata de 3.00 m, como se supuso en el calculo de la capacidad de carga del terreno, y el diseño de las zapatas y de las contr trabes se hará considerando las cargas que se transfieren de la superestructura.

Para el diseño a flexión de las contr trabes se considera la rigidez de empotramiento con las columnas de la superestructura del marco.

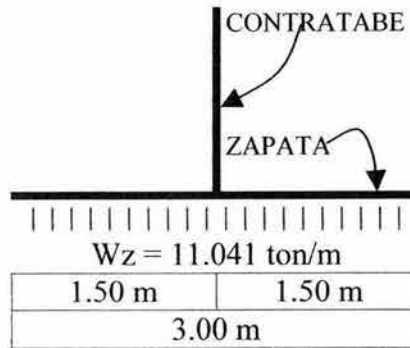
4.9.10.4. Zapatas.

Las zapatas se diseñan para resistir la flexión de las cargas de reacción del terreno. En este caso se analiza una franja de ancho unitario de 1.00 m, considerando un cantiliver doble que tiene como eje de apoyo la contratabe.

La carga a considerar, en un ancho de 1.00 m, es entonces:

$$W_z = \frac{33.123 \text{ ton}}{3.00 \text{ m}} = 11.041 \text{ ton/m.}$$

Para el diseño de los cantilivers se analiza un solo lado de 1.50 m de longitud con la carga de 11.041 ton/m.



El momento y fuerza cortante de diseño para la zapata son:

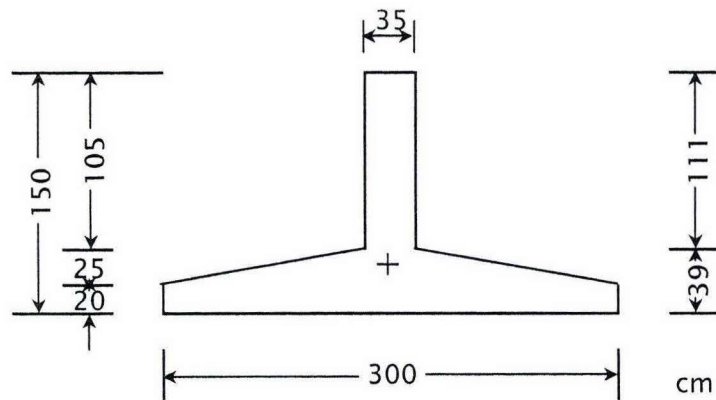
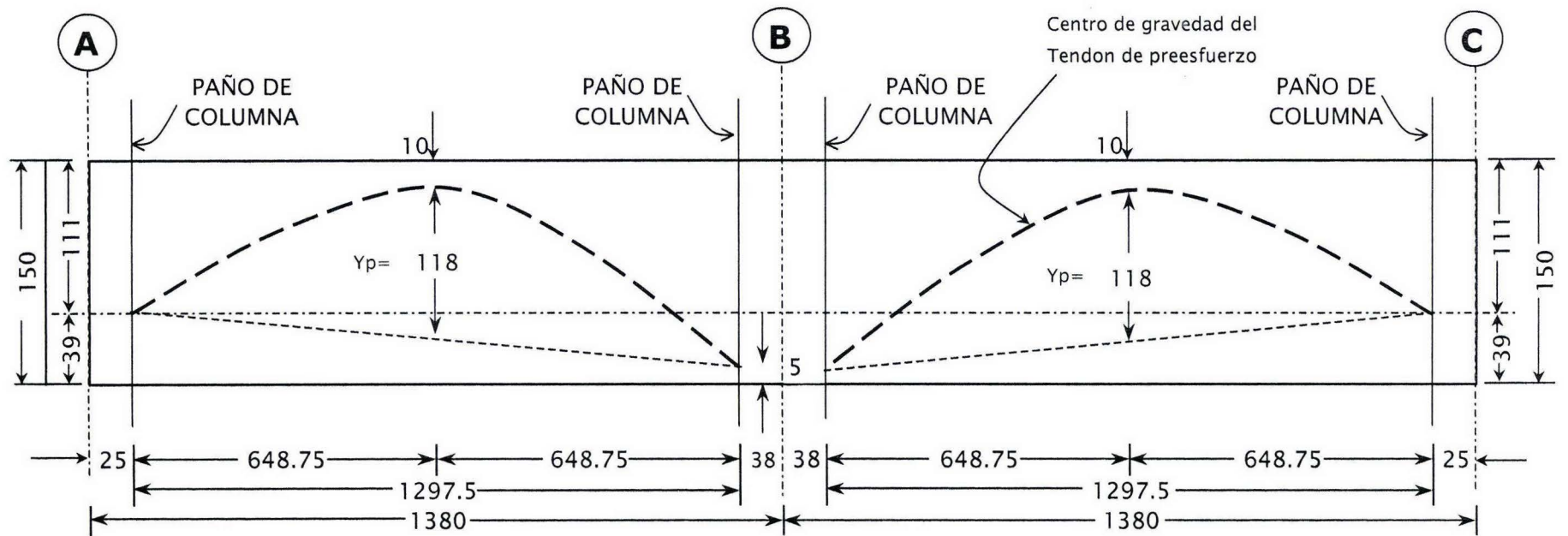
$$M_u = \frac{(11.041)(1.5)^2}{2} = 12.4211 \text{ ton-m.}$$

$$V_u = (11.041)(1.5) = 16.561 \text{ ton.}$$

4.9.10.5. Contratraves.

Con el objetivo de mantener la rigidez de las contratraves y de garantizar que las cargas supuestas uniformemente repartidas ejercidas por el terreno de desplante, se conserven actuando con esas consideraciones, las contratraves se preesforzarán por medio de trazas parabólicas inversas que equilibrarán los efectos de las acciones sobre las contratraves y equilibrarán las deflexiones que de otra forma serían considerables.

La sección de las contratraves será de 1.50 m de peralte total y de 0.35 m de ancho de base, la sección de las zapatas será de forma trapezoidal con un peralte total de 0.45 m en el paño de la contratabe y de 0.20 m en sus extremos (figura 4.24.). Considerando estas dimensiones el peso de la cimentación es de - 3.327 ton/m. Como se considero en el análisis de las cargas.



SECCION
TRANSVERSAL

$$A_c = 4\,750 \text{ cm}^2$$

$$I_c = 1\,960\,583.3 \text{ cm}^4$$

$$S_1 = 67\,606 \text{ cm}^3$$

$$S_2 = 47\,819 \text{ cm}^3$$

$$P_e = 133\,800 \text{ kg.}$$

Fig. 4.24. TRAZAS PARA PREESFUERZO DE LAS CONTRATRABES DEL MARCO TIPO.

El diseño del preesfuerzo en este caso se visualiza como en el caso de las traveses de la superestructura, como un sistema de cargas reactivas que equilibran los efectos de cierta carga predeterminada. En este caso la carga a ser equilibrada por el preesfuerzo será:

$$W_o + W_m + W_{cim.} = - 4.333 - 3.327 - 7.995 = - 15.655 \text{ ton/m.}$$

Para el análisis se toma en cuenta la sección total de la contratrabe con su zapata. El centro de gravedad de la sección total se ubica a 39 cm desde el lecho inferior de la zapata. Para obtener la flecha de la traza parabólica del tendón de preesfuerzo se considera que la traza coincide con el centro de gravedad del concreto en el paño de las columnas de los ejes A y C, tiene un recubrimiento superior de 10 cm aproximadamente al centro del claro de 12.975 m, y tiene un recubrimiento inferior de 5 cm en el paño de la columna interior del eje B. El área de la sección transversal de concreto es $A_c = 13862.50 \text{ cm}^2$ (figura 4.24.). De lo expuesto se tiene:

$$Y_p = 150 - 39 - 10 + ((39-5)/2) = 118 \text{ cm}$$

Y la fuerza de preesfuerzo requerida es:

$$P_e = \frac{156.50 (1297.5)^2}{8 (118)} = 279188 \text{ kg.}$$

en este caso se utilizarán torones para preesfuerzo de 0.6" de diámetro que suministran una fuerza de preesfuerzo efectivo igual a: 14880 kg. Con esta consideración el número de torones a utilizarse en este caso será:

$$N_t = \frac{279188 \text{ kg}}{14880 \text{ kg}} = 18.76 = 20 \text{ torones.}$$

Los 20 torones suministran una fuerza total de preesfuerzo efectivo de $20 (14.880) = 297 \text{ ton.}$

Con esta fuerza la carga total equilibrada será:

$$W_{bal-ct} = \frac{8 (297) (1.18)}{(12.975)^2} = 16.654 \text{ ton/m.}$$

El análisis global de las contratrabes se realiza considerando que la fuerza total de preesfuerzo se aplicará cuando actúen el total de las cargas muertas de la estructura, es decir cuando se hayan construido totalmente todos los elementos estructurales y las losas de todos los niveles.

En las etapas parciales de la construcción se prevé que se tense un porcentaje de los cables de preesfuerzo para equilibrar las cargas actuantes y se continúe el tensado hasta completar las etapas de construcción y se tenga el total de las cargas externas con el total de las fuerzas de preesfuerzo.

En éste análisis sólo se realiza la revisión del estado final de cargas de servicio y de la condición bajo cargas factorizadas. Las condiciones intermedias no requieren de singular atención por no ser críticas.

En este caso se contempla que la resistencia del concreto de la cimentación, en el instante de la aplicación del preesfuerzo, sea el valor de la resistencia nominal $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$. El análisis elástico del las contratraves se realiza para el estado del total de cargas muertas y para aquel en que se incluyan las cargas muertas más las cargas vivas máximas.

En los estados de carga se obtendrán los esfuerzos por flexión en el concreto debidos a las sollicitaciones consideradas. Los esfuerzos permisibles bajo estas condiciones son:

$$\text{Compresión admisible: } 0.45 f'c = 0.45 (250) = - 113 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{Tensión admisible: } 1.6 (f'c)^{1/2} = 1.6(250)^{1/2} = + 25.3 \text{ kg/cm}^2.$$

En todos los análisis realizados se contempla reducir el efecto de los momentos y fuerzas cortantes de su valor en el eje de apoyo a el valor en la cara del apoyo de acuerdo a la figura 2.3.

Las cargas a considerar en el análisis de las contratraves son las siguientes:

Estado 1.

- Análisis con carga muerta total y preesfuerzo efectivo.

$$W1 = W_o + W_m + W_c + W_{bal-ct}$$

$$W1 = + 4.333 + 7.995 + 3.327 - 16.654 = - 0.999 \text{ ton/m.}$$

Esta carga estará actuando hacia abajo, contra el terreno de desplante y provocará esfuerzos de tensión en la cara inferior de las contratraves en el centro de los claros y en la cara superior en el paño de la columna central del eje B.

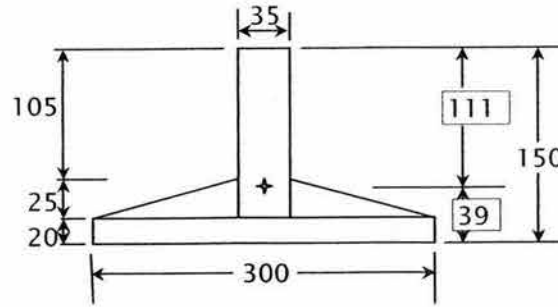
Adicionalmente a estos esfuerzos la contratrabe y su zapara estarán sometidas a un esfuerzo uniforme de compresión producido por la fuerza de preesfuerzo efectivo igual a:

$$F = \frac{297000}{13862.50} = - 21.42 \text{ kg/cm}^2.$$

ANÁLISIS ELÁSTICO DE LA CIMENTACIÓN PARA EL MARCO 11

SECCIÓN DE
CONTRATRABES
Y ZAPATAS

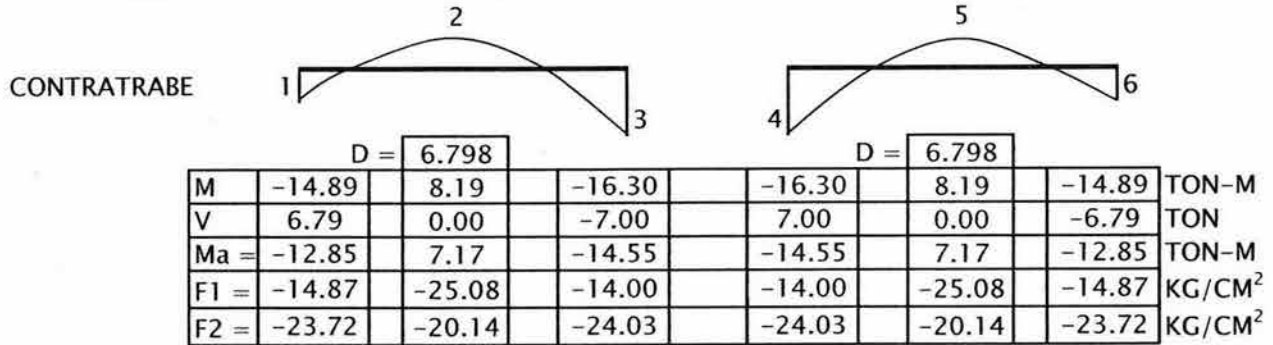
Pe = 297 000 kg.
Pe/Ac = - 21.42 kg/cm²



Ac = 13 862.50 cm²
Ic = 21 773 618 cm⁴
S₁ = 196 154.48 cm³
S₂ = 558 340.85 cm³

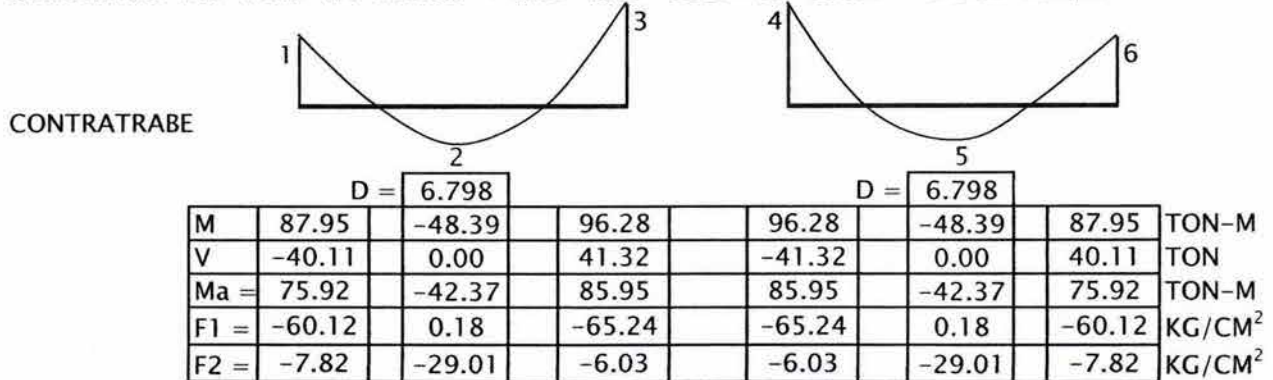
ANÁLISIS POR FLEXIÓN EN LAS TRABES PARA EL ESTADO 1 (CARGAS INICIALES DE SERVICIO)

CARGAS: Wo + Wm + Wcim + Wbal CT = + 4.33 + 7.99 + 3.32 - 16.65 = **-0.999 TON/M**



ANÁLISIS POR FLEXIÓN EN LAS TRABES PARA EL ESTADO 2 (CARGAS MÁXIMAS DE SERVICIO)

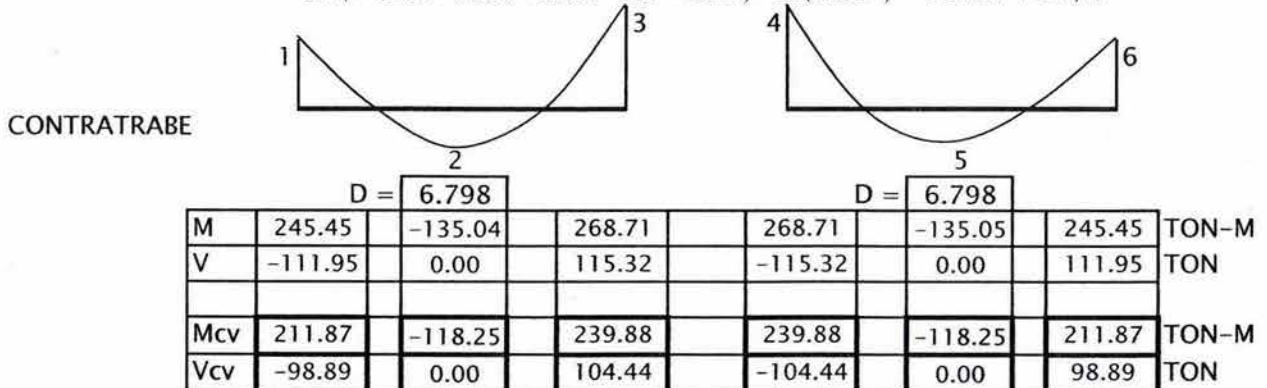
CARGAS: Wo+Wm+Wcim+Wv+Wbal CT= + 4.333+7.995+ 3.327+ 6.9- 16.654 = **5.901 TON/M**



ANÁLISIS PARA EL ESTADO 3 DE LAS CONTRATRABES (CARGAS MÁXIMAS FACTORIZADAS)

CARGAS: 1.4 (Wo + Wm + Wcim + Wv + Wr) + 1.0 (Wbal CT)

1.4 (+ 4.333 + 7.995 + 3.327 + 6.9 + 1.104) - 1.0(16.654) = **16.47 TON/M**



D = DISTANCIA DE LA UBICACIÓN DEL MOMENTO POSITIVO MÁXIMO O DONDE EL CORTANTE ES CERO, DESDE EL APOYO EXTERIOR HACIA EL APOYO INTERIOR DE LA TRABE.

Estado 2.

- Análisis con carga muerta total más carga viva máxima más preesfuerzo efectivo.

$$W2 = W_o + W_m + W_c + W_v + W_{bal-ct}$$

$$W2 = + 4.333 + 7.995 + 3.327 + 6.900 - 16.654 = + 5.901 \text{ ton/m.}$$

Esta carga estará actuando hacia arriba y provocará esfuerzos de tensión en la cara superior de las contratrabes en el centro de los claros y en la cara inferior en el paño de la columna central del eje B. Adicionalmente a estos esfuerzos la contratrase y su zapata estarán sometidas a un esfuerzo uniforme de compresión producido por la fuerza de preesfuerzo efectivo igual a:

$$F = \frac{297000}{13862.50} = - 21.42 \text{ kg/cm}^2.$$

Estado 3.

- Análisis con carga muerta total más carga viva máxima factorizadas más preesfuerzo efectivo.

$$W3 = 1.40 (W_o + W_m + W_c + W_v + W_r) + 1.0 (W_{bal-ct})$$

$$W3 = 1.40(+4.333+7.995+3.327+6.9+1.104)+1.0(-16.654)=+16.47 \text{ ton/m.}$$

Esta carga estará actuando hacia arriba y provocará esfuerzos de tensión en la cara superior de las contratrabes en el centro de los claros y en la cara inferior en el paño de la columna central del eje B.

4.9.10.6. Obtención de la resistencia para diseño de las contratrabes.

En el caso de las contratrabes también se adicionaran los momentos primarios debidos al preesfuerzo como se hizo con las trabes de la superestructura.

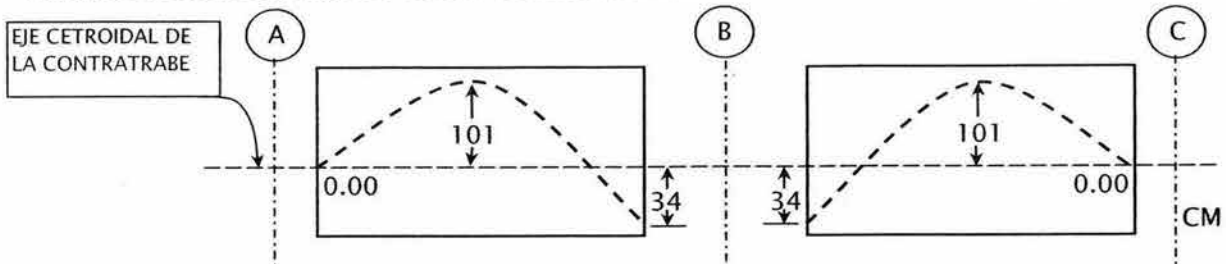
En este caso los momentos primarios son positivos donde la excentricidad del tendón de preesfuerzo queda arriba del eje centroidal y son negativos para cuando la excentricidad queda debajo de dicho eje.

Como se requiere restar exclusivamente los momentos secundarios en los momentos finales para diseño, los momentos primarios se cambiaran de signo para poderlos restituir a los momentos producidos por las cargas externas.

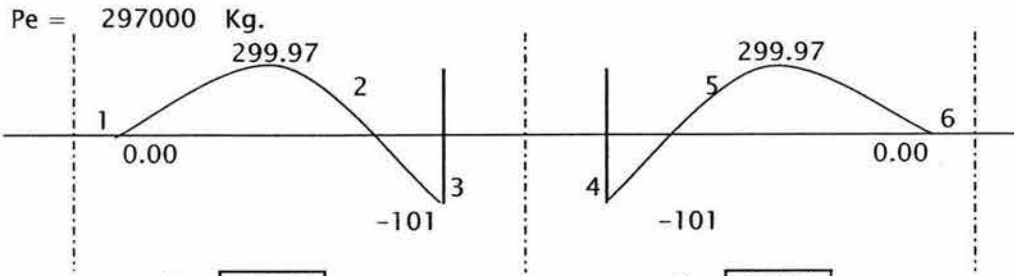
Los momentos primarios se obtienen al multiplicar la fuerza de preesfuerzo por su excentricidad, medida desde la línea del eje centroidal de la sección de concreto a la línea centroidal del tendón.

ANALISIS PARA DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN PARA EL MARCO 11

ANALISIS PARA OBTENER LOS VALORES PARA LA RESISTENCIA DE LAS CONTRATRABES

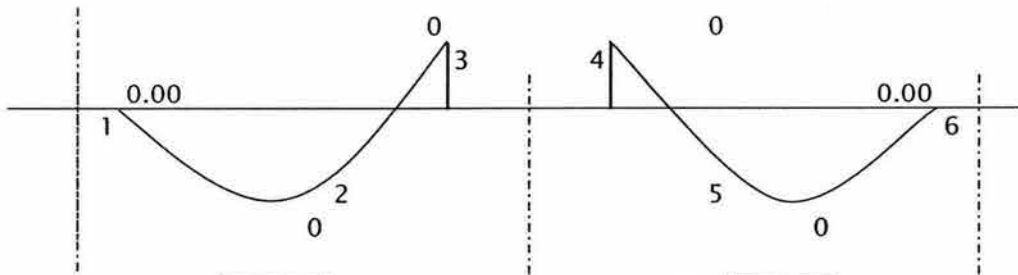


TRAZAS DE PREEFUERZO PARA CALCULAR LOS MOMENTOS PRIMARIOS



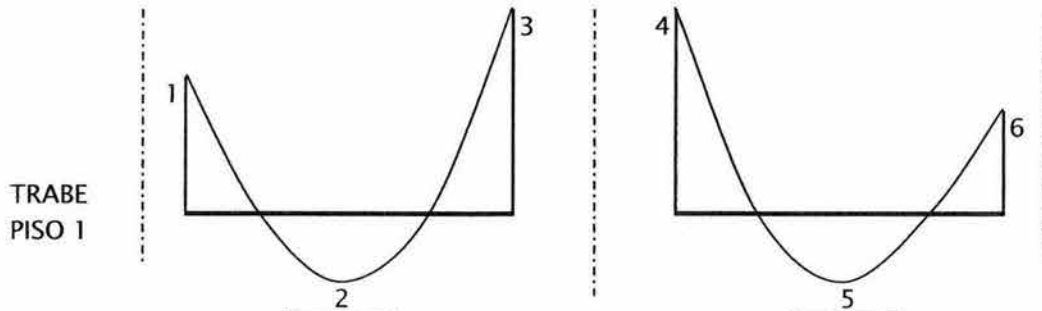
M1	PeXe	D = 6.490		D = 6.490		TON-M
		0.00	299.97	-100.98	-100.98	

MOMENTOS PRIMARIOS EN LAS TRABES DEL MARCO



(- M 1)	PeXe	D = 6.490		D = 6.490		TON-M
		0.00	-300.0	100.98	100.98	

MOMENTOS PRIMARIOS CONSIDERADOS PARA LA RESTITUCIÓN



VALORES MAXIMOS	Mmáx	211.87	-118.2	239.88	239.88	-118.3	211.87	TON-M
	Vmáx	-98.89	0.00	104.44	-104.44	0.00	98.89	TON
VALORES DE DISEÑO	Mu	211.87	-418.2	340.86	340.86	-418.2	211.87	TON-M
	Vu	-98.89	0.00	104.44	-104.44	0.00	98.89	TON

MOMENTOS FINALES PARA LA DISEÑO

D = DISTANCIA DE LA UBICACIÓN DEL MOMENTO POSITIVO MAXIMO O DONDE EL CORTANTE ES CERO, DESDE EL APOYO EXTERIOR HACIA EL APOYO INTERIOR DE LA TRABE.

El momento primario en las contratrabes en los apoyos extremos tiene un valor de:

$$297.00 (0.00) = 0.00 \text{ ton-m}$$

aproximadamente al centro de cada claro:

$$297.00 (1.01) = 299.97 \text{ ton-m}$$

y en la sección de apoyo central:

$$297.00 (0.34) = -100.98 \text{ ton-m.}$$

A estos momentos se les cambiará el signo para poderlos restituir a los momentos calculados, y con esto considerar finalmente en el análisis solamente los momentos secundarios.

Los momentos Primarios que se sumarán a los momentos obtenidos del análisis realizado, son entonces:

MOMENTOS PRIMARIOS DE RESTITUCIÓN		
En apoyos extremos.	Al centro de cada claro.	En el apoyo interior.
0.00	-299.97	+100.98

En la tabla de análisis para obtener la resistencia de diseño se presentan los valores finales que se utilizarán en el diseño de las secciones de concreto de las contratrabes del marco.

En general se diseñaran 3 secciones con los valores correspondientes de la secciones 1, 4 y 2 de las contratrabes del marco 11.

Sección	Mu (ton-m)	Vu (ton)
1,6	211.87	98.89
3,4	340.86	104.44
2,5	-418.22	0.00

DISEÑO ESTRUCTURAL.

5.1. Objetivo.

Este estudio se enfoca al diseño por flexión y cortante de los elementos horizontales de la estructura para estacionamiento, tomando en cuenta que en ellos se emplea el sistema de preesfuerzo postensado por medio de monotorones no adheridos, y la intención básica es plasmar en este espacio la aplicación de los criterios y las recomendaciones que intervienen en el diseño de dichos elementos.

5.2. Alcance.

En este capítulo se describen los criterios y procedimientos generales que se siguieron en el diseño de la resistencia de los elementos estructurales a partir de los requerimientos definidos por el análisis estructural.

En general el diseño se enfoca exclusivamente a los elementos horizontales de la estructura debido al objetivo de este estudio, sin embargo se han establecido las bases de los criterios de análisis para el diseño de los elementos verticales pero no se incluirá ningún diseño de las columnas debido a que estos elementos se diseñan bajo los criterios convencionales para concreto reforzado.

El diseño de la resistencia se realiza en forma generalizada, y sólo se describen las consideraciones que en cada caso aplican tanto para el diseño de las nervaduras de las losas de piso y rampas como para el caso de las trabes de los marcos, y en forma muy general para la cimentación.

5.3. Normas para diseño.

El diseño de la estructura del edificio de estacionamiento se realizan de acuerdo a los requisitos y previsiones de los siguientes documentos:

- a. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de estructuras de concreto, 1993.
- b. Recomendaciones para elementos de concreto preesforzado con tendones no adheridos. Reportado por el ACI, Comité 423 (1996).



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

5.4. Materiales.

Concreto.

En elementos estructurales:

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2 \text{ (case 1).}$$

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ec = 14\,000 (f'c)^{1/2} = 221\,359 \text{ kg/cm}^2.$$

Acero de refuerzo.

$$fy = 4\,200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (grado duro).}$$

$$fy = 2\,530 \text{ kg/cm}^2 \text{ (grado estructural, para refuerzo mínimo por cortante, estribos).}$$

$$Es = 2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

$$fy = 5\,000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (grado duro, para refuerzo de la capa superior de las losas, malla electro-soldada).}$$

$$Es = 2\,050\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

Acero de preesfuerzo.

Monotorones para postensado sin adherencia grado 270 K (baja relajación).

$$fpu = 18\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

$$Ep = 1\,970\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

5.5. Dimensionamiento estructural.

Los elementos estructurales fueron dimensionados con forme a los criterios de los estados limite de falla y de servicio, especificados por las normas.

Cabe mencionar que el diseño es un proceso de iteraciones en un esfuerzo por lograr las mejores proporciones, si una sección tentativa, que se revisa su capacidad, no es suficiente o excede las necesidades especificadas, se cambia por una sección mayor o menor, que satisfaga de manera optimizada en general con la resistencia y desempeño requeridos. En este estudio las secciones ya se tienen seleccionadas y sólo se complementa el diseño con la adición de acero

de refuerzo para cumplir con las necesidades de resistencia especificada por el análisis, de acuerdo a los lineamientos establecidos por las normas.

5.6. Criterios generales de diseño.

Los criterios de diseño para las secciones de concreto preesforzadas con tendones no adheridos se basan en las hipótesis para la determinación de la resistencia de secciones de concreto reforzado convencionales, en virtud de que los elementos postensados tendrán acero adherido ordinario para resistir el total de las solicitaciones, y una cantidad suficiente de él para resistir y distribuir el agrietamiento por temperatura y por esfuerzos por flexión. Las hipótesis generales, que son el criterio que rige el diseño, son las siguientes:

1. La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
2. La deformación unitaria máxima útil del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es 0.003.
3. 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 este de acuerdo con las hipótesis anteriores, el esfuerzo uniforme se toma como $f''c$.
4. La deformación unitaria para el acero de refuerzo adherido que se considera para este diseño será 0.0021 ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$). El análisis por compatibilidad de deformaciones considerará esta deformación en el acero para determinar las fuerzas y brazos de palanca del par resistente.
5. La fuerza de tensión de los torones de preesfuerzo no adheridos que se considera como contribución a la tensión total en las secciones diseñadas a flexión, será la fuerza de preesfuerzo efectivo calculada en el análisis elástico de las secciones, sin considerar ningún incremento adicional de esfuerzos en el acero de preesfuerzo. Esta contribución del acero de preesfuerzo no se tomará en cuenta cuando el tendón este en el eje de centro de gravedad del concreto.
6. Para calcular la capacidad del concreto para resistir fuerza cortante se considera la cuantía de refuerzo del acero adherido, cuando el índice de preesfuerzo (I_p) sea menor a 0.90. Si el índice de preesfuerzo es mayor a 0.90 se consideran los efectos de la fuerza de compresión del acero de preesfuerzo en el concreto y se calcula la capacidad a cortante de la sección con las expresiones para elementos con preesfuerzo total.

Las combinaciones de carga usadas en el análisis proporcionan un lineamiento en cuanto al diseño de los elementos de concreto preesforzados con tendones no adheridos, sin embargo la determinación de la cantidad y distribución del acero adherido en el concreto se rige también por los siguientes criterios:

1. Refuerzo mínimo por temperatura en cualquier zona de los elementos debido a que el acero para preesfuerzo no esta adherido. Por sencillez, el acero mínimo que se suministre será 0.2% en elementos protegidos por la intemperie y 0.3% en los expuestos a ella o que estén en contacto con el terreno.

2. Refuerzo no preesforzado suficiente para que en conjunto con los cables de preesfuerzo soporten el momento y cortantes últimos, asegurando una falla dúctil de las secciones críticas.
3. Refuerzo no preesforzado por la compatibilidad de esfuerzo-deformación en donde se requiera, para lograr la resistencia.
4. Adicionalmente al preesfuerzo y refuerzo calculados con forme a norma, todas las nervaduras postensadas llevarán refuerzo en zonas de anclaje de monotorón consistente en varillas del #3 con longitud de 30 cm, y en su caso, refuerzo en zonas de gran concentración de anclajes cuyo objetivo es evitar fisuras producidas por esfuerzos cortantes.

Nota: En el análisis se consideró que las trazas del tendón de preesfuerzo coincidían con el paño superior de los elementos de concreto en las secciones de apoyo, sin embargo para fines prácticos, el diseño contempla que el acero de preesfuerzo tenga un recubrimiento de 3 cm desde su eje centroidal en el caso de las nervaduras de los sistemas de piso y de 5 cm en el caso de las trabes de la estructura. Esta consideración no causa afectaciones significativas a los principios de análisis debido a que la carga reactiva que actúa sobre los elementos se debe a la forma parabólica de la traza de los tendones a lo largo del claro y al momento producido por la fuerza de preesfuerzo y la excentricidad del tendón, y estas no se modifican. Así se logra una mejor posición de los tendones de preesfuerzo para fines de construcción y se puede considerar su contribución para proporcionar la tensión necesaria para el par resistente de las secciones a flexión.

5.7. Diseño por flexión y cortante de las nervaduras postensadas del sistema de pisos.

Los momentos y fuerzas cortantes de diseño que se obtuvieron del análisis global de las nervaduras de la losa son los siguientes:

TIPO	Mu [TON-M]		SECCIONES
	POSITIVO	NEGATIVO	
1		-1.30	A, Y
2		-3.99	C, E, G, I, K, M, O, Q, S, U, W
3	2.45		B, J
4	4.13		D, F, H, L, N, P, R, T, V
5	1.31		X

Vu [TON]	SECCIONES EN LOS APOYOS
1.30	A
2.00	C, I, K, Q, S
2.04	G, M
2.30	E, U
3.19	W
2.22	Y

El diseño general de las nervaduras se enfoca a dos secciones críticas que rigen en la mayor parte de la losa, en este caso particular, las secciones en los apoyos (- 3.99 ton-m) y las secciones en aproximadamente el centro de los claros (4.13 ton-m).

5.7.1. Secciones de apoyo.

Diseño por flexión:

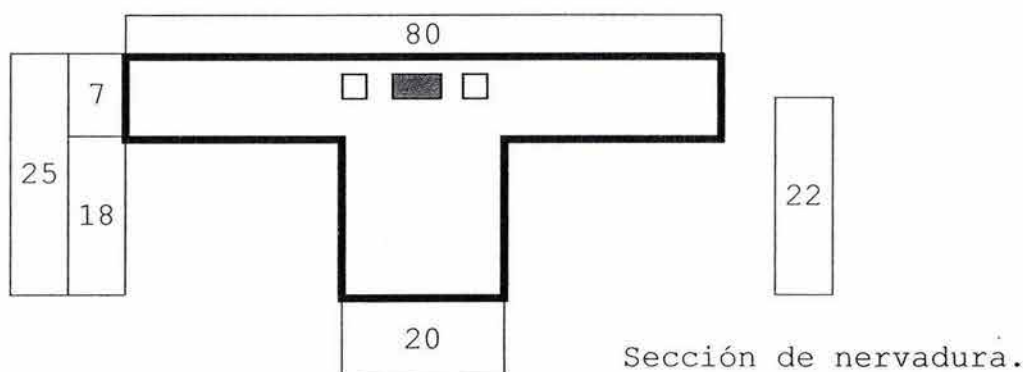
$$Mu = -3.99 \text{ ton-m}$$

$$b = 20 \text{ cm (ver figura 4.2)}$$

$$d = 22 \text{ cm (para el acero adherido y los torones de preesfuerzo)}$$

$$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$m = 4200 / 170 = 24.7058$$



□ Acero de refuerzo adherido.

■ Acero de preesfuerzo no adherido.

Usando la formula para diseño por flexión para secciones de concreto reforzado, con los datos anteriores, se tiene:

$$\frac{Mu}{b d^2} = F_R f_y p \left(1 - \frac{p m}{2}\right)$$

$$\frac{399000}{20 (22)^2} = 0.9 (4200) p \left(1 - \frac{p (24.7058)}{2}\right)$$

$$46694.118 p^2 - 3780 p + 41.219 = 0$$

Resolviendo la ecuación se tiene: $p = 0.01298$

El área de acero que corresponde a este porcentaje es:

$$A = 0.01298 (22) (20) = 5.715 \text{ cm}^2$$

Y la tensión total del par resistente en la sección es:

$$T = 4200 (5.715) = 24002.625 \text{ kg}$$

En este caso se considera la contribución del tendón de preesfuerzo en cada nervadura para resistir la tensión solicitada. Para la determinación de la fuerza de tensión del torón de preesfuerzo se utilizara solamente la fuerza de preesfuerzo efectivo que se definió en el análisis de las nervaduras y la cantidad de torones que corresponde a las nervaduras en general, es decir 1.3 torones por cada una y 10810 kg por torón. No se considera ningún incremento de la tensión en los tendones de preesfuerzo, por lo que la contribución del acero de preesfuerzo es:

$$T_p = 1.3 \text{ tor} (10810 \text{ kg}) = 14049.75 \text{ kg}$$

Por lo tanto la tensión real que se suministrará con el acero adherido será solamente:

$$T_s = 24002.626 - 14049.750 = 9952.87 \text{ kg}$$

Y el área de acero adherido correspondientes es:

$$A_s = \frac{9952.87}{4200} = 2.37 \text{ cm}^2$$

El área de acero mínimo por temperatura que se requiere es:

$$A (\text{tem.}) = 0.002 (22) (20) = 0.88 \text{ cm}^2$$

En este caso rige las necesidades de resistencia. Para suministrar en acero solicitado se colocarán dos varillas del #3 (0.71 cm^2) a lo largo de las nervaduras en el lecho superior y en la sección de apoyos se adicionarán dos varillas (bastón) del #3 (0.71 cm^2) para completar el área de acero, teniendo un área de acero en la sección de apoyo de:

$$(2)(0.71) + (2)(0.71) = 2.84 \text{ cm}^2$$

con un porcentaje final de acero de refuerzo adherido de:

$$p = \frac{2.84}{(22) (20)} = 0.0064$$

La ductilidad de la sección se revisa entre el concreto y el acero de refuerzo adherido, por medio de un análisis por compatibilidad de deformaciones. La profundidad del eje neutro de la sección es la siguiente:

$$c = \frac{22}{0.003 + 0.0021} (0.003) = 12.94 \text{ cm}$$

La profundidad del bloque equivalente de esfuerzos es:

$$a = 0.8 (12.94) = 10.352 \text{ cm}$$

La tensión o compresión del par resistente en estas condiciones de falla balanceada es:

$$C = T = 170 (20) (10.352) = 35200 \text{ kg}$$

La tensión total suministrada en el diseño de la sección es:

$$(4200) (2.84) + 14049.75 = 25977.75 \text{ kg}$$

por lo que se esta diseñando una sección con el 74% (25977.75/35200) de la sección con falla balanceada. La ductilidad es adecuada y el acero alcanzará su esfuerzo de fluencia en la falla de diseño.

Diseño por fuerza cortante:

La fuerza cortante que se utiliza para el diseño en la sección de apoyos es:

$$V_u = 2300 \text{ kg}$$

Se revisa el nivel de preesfuerzo en la sección para saber si influye, en la resistencia a cortante, el preesfuerzo. El índice de preesfuerzo se calcula entre el acero de preesfuerzo y el acero adherido que es necesario para suministrar la resistencia a flexión, en este caso es:

$$I_p = \frac{A_p f_p}{A_s f_y + A_p f_p} = \frac{14049.75 \text{ kg}}{25347.75 \text{ kg}} = 0.55$$

$0.55 < 0.90$, se concluye que la sección no tiene preesfuerzo por lo que para calcular la resistencia del concreto a fuerza cortante no se tomara en cuenta la influencia del preesfuerzo.

La fuerza cortante que toma el concreto se calcula con la siguiente expresión:

$$P < 0.01$$

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30 p) (f * c)^{1/2}$$

$$V_{CR} = 0.8 (20)(22)(0.2 + 30 (.0061))(200)^{1/2} = 1906.58 \text{ kg}$$

En este caso V_u es mayor que V_{CR} , por lo que se requiere acero de refuerzo. Para este fin se utiliza acero estructural, $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ en varillas del 0.25" de diámetro (#2) de 0.316 cm^2 . La separación de los estribos formados con estas varillas sería:

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0.8(0.633)(2530)(22)}{2300 - 1906.58} = 71.6 \text{ cm}$$

Pero la separación máxima es:

$$S = \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b} = \frac{0.8(0.633)(2530)}{3.5 (20)} = 18.3 \text{ cm}$$

Para lograr una distribución uniforme, y en virtud que no se afecta la resistencia, se colocaran los estribos espaciados a 20 cm centro a centro.

En el caso de las secciones con $V_u = 3.19 \text{ ton}$, la fuerza cortante que toma el concreto se calcula con el mismo porcentaje de refuerzo, y la separación de estribos de varilla de 0.25" de diámetro (#2) de 0.316 cm^2 y $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$, sería:

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0.8(0.633)(2530)(22)}{3190 - 1906.58} = 21.9 \text{ cm}$$

Por lo que también se colocaran los estribos espaciados a 20 cm centro a centro en este caso.

5.7.2. Secciones de centro de claros.

Diseño por flexión:

$$M_u = 4.13 \text{ ton-m}$$

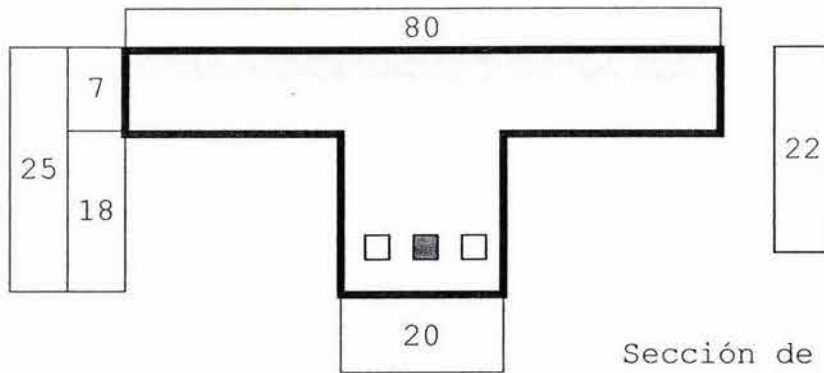
$b = 80 \text{ cm}$ (suponiendo que el bloque de compresión cae dentro del patín de la sección, ver figura 4.2).

$d = 22 \text{ cm}$ (para el acero adherido y los torones de preesfuerzo).

En el caso de los claros de 7.00 m el tendón de preesfuerzo se encuentra a 5 cm del paño inferior de la nervadura de concreto pero el momento ultimo es menor por lo que estas secciones también se diseñaran con $M_u = 4.413 \text{ ton-m}$, no tomando en cuenta la posición del acero de preesfuerzo.

$$f''_c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$m = 4200 / 170 = 24.7058$$



Sección de nervadura.

- Acero de refuerzo adherido.
- Acero de preesfuerzo no adherido.

Usando la formula para diseño por flexión para secciones de concreto reforzado, con los datos anteriores, se tiene:

$$\frac{M_u}{b d^2} = F_R f_y p \left(1 - \frac{p m}{2}\right)$$

$$\frac{413000}{80 (22)^2} = 0.9 (4200) p \left(1 - \frac{p (24.7058)}{2}\right)$$

$$46694.118 p^2 - 3780 p + 10.666 = 0$$

Resolviendo la ecuación se tiene: $p = 0.002927$

El área de acero que corresponde a este porcentaje es:

$$A = 0.002927 (22) (80) = 5.15 \text{ cm}^2$$

Y la tensión total del par resistente en la sección es:

$$T = 4200 (5.15) = 21641.56 \text{ kg}$$

En este caso también se considera la contribución del tendón de preesfuerzo en cada nervadura para resistir la tensión solicitada, con el criterio de las secciones de apoyo, por lo que la contribución del acero de preesfuerzo es:

$$T_p = 1.3 \text{ tor} (10810 \text{ kg}) = 14049.75 \text{ kg}$$

Por lo tanto la tensión real que se suministrará con el acero adherido será solamente:

$$T_s = 21641.56 - 14049.75 = 7588.55 \text{ kg}$$

Y el área de acero adherido correspondientes es:

$$A_s = \frac{7588.55}{4200} = 2.137 \text{ cm}^2$$

El área de acero mínimo por temperatura que se requiere es:

$$A_{(tem)} = 0.002 (22) (80) = 3.52 \text{ cm}^2$$

En este caso rige las necesidades de refuerzo mínimo. Para suministrar en acero solicitado se colocarán dos varillas del #3 (0.71 cm^2) a lo largo de las nervaduras en el lecho inferior y en la sección de centro de claros se adicionará dos varillas (bastón) del #4 (1.27 cm^2) para completar el área de acero, teniendo un área de acero en la sección de centro de claros de:

$$(2)(0.71) + (2)(1.27) = 3.96 \text{ cm}^2$$

con un porcentaje final de acero de refuerzo adherido de:

$$p = \frac{3.96}{(22) (80)} = 0.00225$$

La ductilidad de la sección se revisa entre el concreto y el acero de refuerzo adherido, por medio de un análisis por compatibilidad de deformaciones. La profundidad del eje neutro de la sección es la siguiente:

$$c = \frac{22}{0.003 + 0.0021} (0.003) = 12.94 \text{ cm}$$

La profundidad del bloque equivalente de esfuerzos es:

$$a = 0.8 (12.94) = 10.352 \text{ cm}$$

La tensión o compresión del par resistente en estas condiciones de falla balanceada es:

$$C = T = [(170)(80)(7)] + [(170)(3.352)(20)] = 106596 \text{ kg}$$

La tensión total suministrada en el diseño de la sección es:

$$(4200) (3.96) + 14049.75 = 30681.75 \text{ kg}$$

por lo que se esta diseñando una sección con el 29% ($25347.75/35200$) de la sección con falla balanceada. Y la profundidad del bloque de esfuerzos es de 2.25 cm ($[30681.75/(170)(80)]$). La ductilidad es adecuada y el acero alcanzará su esfuerzo de fluencia en la falla de diseño.

Diseño por fuerza cortante:

En todas las secciones de centro de claros no se revisa el refuerzo por fuerza cortante debido a que en estos casos es muy bajo y rige el armado por refuerzo mínimo. También se colocaran los estribos espaciados a 20 cm centro a centro en este caso.

5.7.3. Diseño de la capa superior de las nervaduras.

En este caso se revisa el refuerzo por temperatura en el concreto para un espesor de 7 cm en un ancho unitario de 1.00 m, y considerando para refuerzo malla electro-soldada.

La expresión indicada por el reglamento es:

$$a_s = \frac{660 X_1}{f_y (X_1 + 100)} = \frac{660 (7)}{5000(7 + 100)} = 0.0086 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Para una franja de 100 cm, se tiene:

$$A_s = 0.86 \text{ cm}^2$$

Se elige una malla comercial formada con acero con $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$ y alambres calibre 6 separados a 6" centro a centro en ambos sentidos (designación 66-6/6) que tiene un área transversal por metro lineal de 1.23 cm^2 .

En este caso por tratarse de un estacionamiento el reglamento indica que debe considerarse en el diseño una concentración de 1500 kg en el lugar más desfavorable para garantizar que el sistema de piso puede soportar cualquier carga accidental o eventual, como por ejemplo la caída de alguna pieza mecánica. En el caso de la capa superior de las nervaduras de la losa, el espesor de 7 centímetros soporta adecuadamente la carga indicada debido a la separación entre nervaduras (80 cm) y al acero de refuerzo empleado para refuerzo por cambios volumétricos.

5.7.4. Nervaduras transversales.

Para garantizar el correcto funcionamiento de las nervaduras como una unidad, que es la losa de piso, y para distribuir entre ellas cualquier concentración de carga probable, se adicionara al sistema de piso dos nervaduras transversales en cada entre eje para ligar el total de las nervaduras. Estas nervaduras adicionales serán de la misma sección que las nervaduras del sistema de piso, 20 cm X 25 cm, y se reforzaran con en acero mínimo por cambios volumétricos (dos varillas del #3 en cada lecho y estribos del #2 espaciados a cada 20 cm centro a centro), y se preesforzarán con un tendón recto colocado a la altura de la posición del eje del centro de gravedad de la sección de concreto (a 17 cm del paño inferior de la nervadura de concreto). Este tendón será un torón de 0.5" de diámetro que suministrará una fuerza de 10810 kg de compresión en el concreto. El objetivo de este torón de preesfuerzo es uniformizar

los esfuerzos de compresión en la losa en este sentido, entre las traves de apoyo, debido también a la presencia de fuerzas de preesfuerzo en los ejes de las traves de los marcos de la estructura.

5.8. Diseño por flexión y cortante de las nervaduras postensadas de las losas de rampas de entrepisos.

Los momentos flexionantes y fuerzas cortantes con los cuales se diseñará la resistencia de la sección total de la losa rampa, son:

Sección.	Valores para diseño.	
	Mu (ton-m)	Vu (ton)
En los apoyos extremos.	-47.745	34.465
Al centro de cada claro.	52.072	1.819
En el apoyo central.	-59.314	32.618

La resistencia de las secciones críticas se diseñará considerando la sección total de la rampa y el refuerzo se distribuirá de forma adecuada para asegurar que la rampa trabaje como una unidad igual que las losas del sistema de pisos.

5.8.1. Sección de apoyo central.

Diseño por flexión:

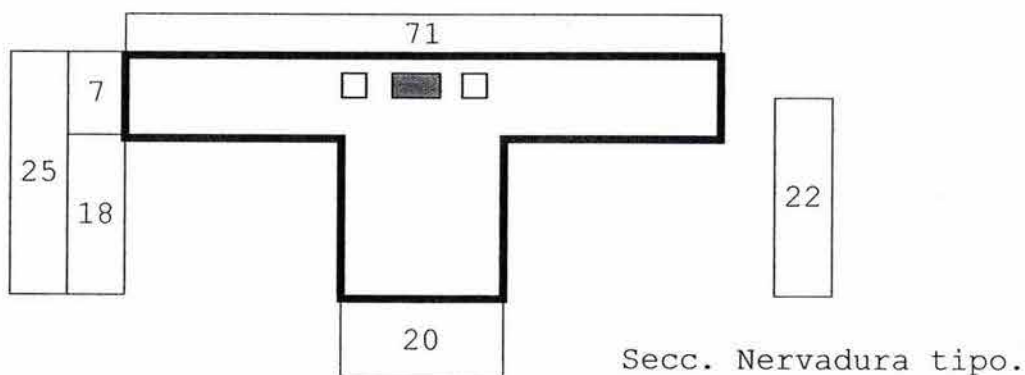
$$M_u = -59.314 \text{ ton-m}$$

$$b = (12)(20) + 40 = 280 \text{ cm (ver figuras 4.8 y 4.9)}$$

$$d = 22 \text{ cm (para el acero adherido y los torones de preesfuerzo)}$$

$$f'_c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$m = 4200 / 170 = 24.7058$$



- Acero de refuerzo adherido.
- Acero de preesfuerzo no adherido.

Usando la fórmula para diseño por flexión para secciones de concreto reforzado, con los datos anteriores, se tiene:

$$\frac{M_u}{b d^2} = F_R f_y p \left(1 - \frac{p m}{2}\right)$$

$$\frac{5931400}{280 (22)^2} = 0.9 (4200) p \left(1 - \frac{p (24.7058)}{2}\right)$$

$$46694.118 p^2 - 3780 p + 43.7677 = 0$$

Resolviendo la ecuación se tiene: $p = 0.013999$

El área de acero que corresponde a este porcentaje es:

$$A = 0.013999 (22) (280) = 86.239 \text{ cm}^2$$

Y la tensión total del par resistente en la sección es:

$$T = 4200 (86.239) = 362205.45 \text{ kg}$$

En este caso se considera la contribución del tendón de preesfuerzo (20 torones de 0.5" diámetro con una fuerza de tensión efectiva de 10810 kg en cada uno). No se considera ningún incremento de la tensión en los tendones de preesfuerzo, por lo que la contribución del acero de preesfuerzo es:

$$T_p = 20 \text{ tor} (10810 \text{ kg}) = 216200 \text{ kg}$$

Por lo tanto la tensión real que se suministrará con el acero adherido será solamente:

$$T_s = 362205.45 - 216200 = 146005.45 \text{ kg}$$

Y el área de acero adherido correspondientes es:

$$A_s = \frac{146005.45}{4200} = 34.76 \text{ cm}^2$$

El área de acero mínimo por temperatura que se requiere es:

$$A_{(tem)} = 0.002 (22) (280) = 12.32 \text{ cm}^2$$

En este caso rige las necesidades de resistencia. Para suministrar en acero solicitado se colocarán dos varillas del #3 (0.71 cm^2) a lo largo de las nervaduras (12 nervaduras de 20 cm de ancho), en el lecho superior y en la sección de apoyo se adicionarán dos varillas (bastón) del #3 (0.71 cm^2) para completar el área de acero, y en la nervadura de 40 cm se colocaran 4

varillas del #3 en el lecho superior a todo lo largo y se adicionarán dos varillas (bastón) del #3 en la sección de apoyo, teniendo un área de acero en la sección de apoyo central de:

$$(2)(12)(0.71)+(12)(2)(0.71)+(4)(1)(0.71)+(2)(0.71) = 38.34 \text{ cm}^2$$

con un porcentaje final de acero de refuerzo adherido de:

$$p = \frac{38.34}{(22)(280)} = 0.00622$$

La ductilidad de la sección se revisa entre el concreto y el acero de refuerzo adherido, por medio de un análisis por compatibilidad de deformaciones. La profundidad del eje neutro de la sección es la siguiente:

$$c = \frac{22}{0.003 + 0.0021} (0.003) = 12.94 \text{ cm}$$

La profundidad del bloque equivalente de esfuerzos es:

$$a = 0.8 (12.94) = 10.352 \text{ cm}$$

La tensión o compresión del par resistente en estas condiciones de falla balanceada es:

$$C = T = 170 (280) (10.352) = 492755.2 \text{ kg}$$

La tensión total suministrada en el diseño de la sección es:

$$(4200) (38.34) + 216200 = 377228 \text{ kg}$$

por lo que se esta diseñando una sección con el 76% (377228/492755.2) de la sección con falla balanceada. La ductilidad es adecuada y el acero alcanzará su esfuerzo de fluencia en la falla de diseño.

Diseño por fuerza cortante:

La fuerza cortante que se utiliza para el diseño en la sección de apoyo intermedio es:

$$V_u = 32618 \text{ kg}$$

Se revisa el nivel de preesfuerzo en la sección para saber si influye, en la resistencia a cortante, el preesfuerzo. El índice de preesfuerzo se calcula entre el acero de preesfuerzo y el acero adherido que es necesario para suministrar la resistencia a flexión, en este caso es:

$$I_p = \frac{A_p f_p}{A_s f_y + A_p f_p} = \frac{216200 \text{ kg}}{374456 \text{ kg}} = 0.57$$

$0.57 < 0.90$, se concluye que la sección no tiene preesfuerzo por lo que para calcular la resistencia del concreto a fuerza cortante no se tomara en cuenta la influencia del preesfuerzo.

La fuerza cortante que toma el concreto se calcula con la siguiente expresión:

$$P < 0.01$$

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30 p) (f''c)^{1/2}$$

$$V_{CR} = 0.8 (280)(22)(0.2 + 30 (0.00611))(200)^{1/2} = 26713.11 \text{ kg}$$

En este caso V_u es mayor que V_{CR} , por lo que se requiere acero de refuerzo. Para este fin se utiliza acero estructural, $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ en varillas del 0.25" de diámetro (#2) de 0.316 cm^2 . La separación de los estribos formados con estas varillas sería:

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0.8(0.633)(13)(2530)(22)}{32618 - 26713.11} = 62 \text{ cm}$$

Pero la separación máxima es:

$$S = \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b} = \frac{0.8(0.633)(13)(2530)}{3.5 (280)} = 17 \text{ cm}$$

Para lograr una distribución uniforme, y en virtud que no se afecta la resistencia, se colocaran los estribos espaciados a 20 cm centro a centro.

5.8.2. Sección de apoyos extremos.

Diseño por flexión:

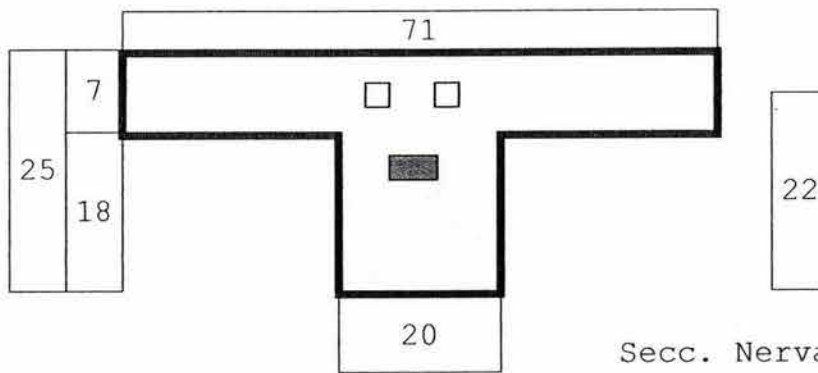
$$M_u = -47.745 \text{ ton-m}$$

$$b = (12)(20) + 40 = 280 \text{ cm (ver figuras 4.8 y 4.9)}$$

$$d = 22 \text{ cm (para el acero adherido)}$$

$$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$m = 4200 / 170 = 24.7058$$



- Acero de refuerzo adherido.
- Acero de preesfuerzo no adherido.

Usando la formula para diseño por flexión para secciones de concreto reforzado, con los datos anteriores, se tiene:

$$\frac{M_u}{b d^2} = F_R f_y p \left(1 - \frac{p m}{2}\right)$$

$$\frac{4774500}{280 (22)^2} = 0.9 (4200) p \left(1 - \frac{p (24.7058)}{2}\right)$$

$$46694.118 p^2 - 3780 p + 35.531 = 0$$

Resolviendo la ecuación se tiene: $p = 0.01074$

El área de acero que corresponde a este porcentaje es:

$$A = 0.01074 (22) (280) = 66.2023 \text{ cm}^2$$

En este caso no se considera la contribución del tendón de preesfuerzo debido a que en los apoyos extremos la excentricidad de los torones es cero y en las condiciones de resistencia ultima están cerca del eje neutro por lo que no contribuyen al par resistente. La tensión total será tomada con acero de refuerzo adherido.

$$A_s = 66.2023 \text{ cm}^2$$

El área de acero mínimo por temperatura que se requiere es:

$$A (tem) = 0.002 (22) (280) = 12.32 \text{ cm}^2$$

En este caso rige las necesidades de resistencia. Para suministrar en acero solicitado se colocarán dos varillas del #3 (0.71 cm^2) a lo largo de las nervaduras (12 nervaduras de 20 cm de ancho) en el lecho superior y en la sección de apoyos se adicionarán tres varillas (bastón)

del #4 (1.27 cm²) para completar el área de acero, y en la nervadura de 40 cm se colocaran 4 varillas del #3 en el lecho superior a todo lo largo y se adicionarán cuatro varillas (bastón) del #4 en la secciones de apoyo, teniendo un área de acero en la sección de apoyos extremos de:

$$(2)(12)(0.71)+(3)(12)(1.27)+(4)(1)(0.71)+(4)(1.27) = 70.68 \text{ cm}^2$$

con un porcentaje final de acero de refuerzo adherido de:

$$p = \frac{70.68}{(22)(280)} = 0.01147$$

La ductilidad de la sección se revisa entre el concreto y el acero de refuerzo adherido, por medio de un análisis por compatibilidad de deformaciones. La profundidad del eje neutro de la sección es la siguiente:

$$c = \frac{22}{0.003 + 0.0021} (0.003) = 12.94 \text{ cm}$$

La profundidad del bloque equivalente de esfuerzos es:

$$a = 0.8 (12.94) = 10.352 \text{ cm}$$

La tensión o compresión del par resistente en estas condiciones de falla balanceada es:

$$C = T = 170 (280) (10.352) = 492755.2 \text{ kg}$$

La tensión total suministrada en el diseño de la sección es:

$$(4200) (70.68) = 296856 \text{ kg}$$

por lo que se esta diseñando una sección con el 60% (296856/492755.2) de la sección con falla balanceada. La ductilidad es adecuada y el acero alcanzará su esfuerzo de fluencia en la falla de diseño.

Diseño por fuerza cortante:

La fuerza cortante que se utiliza para el diseño en la sección de apoyo intermedio es:

$$V_u = 34465 \text{ kg}$$

La fuerza cortante que toma el concreto se calcula con la siguiente expresión:

$$p > 0.01$$

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d (f^*c)^{1/2}$$

$$V_{CR} = (0.5)(0.8)(280)(22)(200)^{1/2} = 34846.22 \text{ kg}$$

En este caso V_u es menor que V_{CR} , por lo que no se requeriría acero de refuerzo. Sin embargo, se colocaran estribos de 0.25" de diámetro (#2) de 0.316 cm^2 espaciados a 20 cm centro a centro como refuerzo por cambios volumétricos.

5.8.3. Sección de centro de claros.

Diseño por flexión:

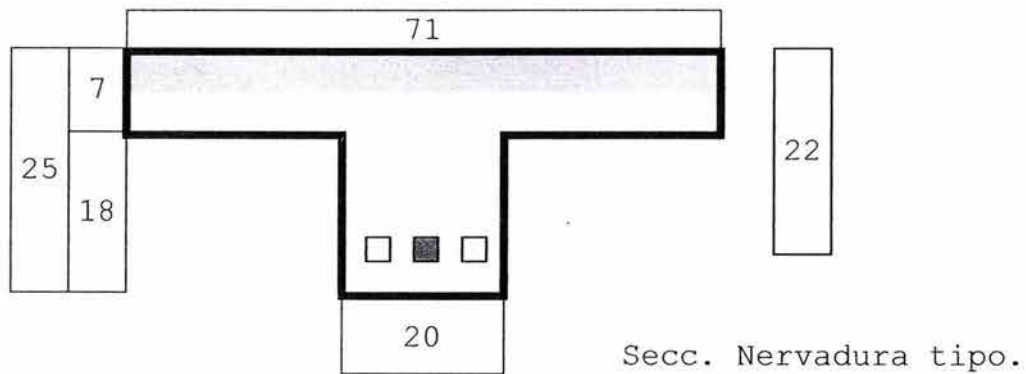
$$M_u = 52.072 \text{ ton-m}$$

$b = 892 \text{ cm}$ (suponiendo que el bloque de compresión cae dentro del patín de la sección, ver figuras 4.8 y 4.9).

$d = 22 \text{ cm}$ (para el acero adherido y los torones de preesfuerzo).

$$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$m = 4200 / 170 = 24.7058$$



- Acero de refuerzo adherido.
- Acero de preesfuerzo no adherido.

Usando la fórmula para diseño por flexión para secciones de concreto reforzado, con los datos anteriores, se tiene:

$$\frac{M_u}{b d^2} = F_R f_y p \left(1 - \frac{p m}{2}\right)$$

$$\frac{4774500}{892 (22)^2} = 0.9 (4200) p \left(1 - \frac{p (24.7058)}{2}\right)$$

$$46694.118 p^2 - 3780 p + 12.061 = 0$$

Resolviendo la ecuación se tiene: $p = 0.003327$

El área de acero que corresponde a este porcentaje es:

$$A = 0.003327 (22) (892) = 65.30 \text{ cm}^2$$

Y la tensión total del par resistente en la sección es:

$$T = 4200 (65.30) = 274260 \text{ kg}$$

En este caso si se considera la contribución del tendón de preesfuerzo en cada nervadura para resistir la tensión solicitada, con el criterio de las sección de apoyo central, por lo que la contribución del acero de preesfuerzo es:

$$T_p = 20 \text{ tor} (10810 \text{ kg}) = 216200 \text{ kg}$$

Por lo tanto la tensión real que se suministrará con el acero adherido será solamente:

$$T_s = 274260 - 216200 = 58060 \text{ kg}$$

Y el área de acero adherido correspondientes es:

$$A_s = \frac{58060}{4200} = 13.824 \text{ cm}^2$$

El área de acero mínimo por temperatura que se requiere es:

$$A_{(tem)} = 0.002 (22) (892) = 39.25 \text{ cm}^2$$

En este caso rige las necesidades de refuerzo mínimo. Para suministrar en acero solicitado se colocarán dos varillas del #3 (0.71 cm^2) a lo largo de las nervaduras (12 nervaduras de 20 cm de ancho) en el lecho inferior y en la sección de centro de claros se adicionarán dos varillas (bastón) del #3 (0.71 cm^2) para completar el área de acero, y en la nervadura de 40 cm se colocaran 4 varillas del #3 en el lecho inferior a todo lo largo y se adicionarán dos varillas (bastón) del #4 en la secciones de centro de claros, teniendo un área de acero en la sección de centro de claros de:

$$(2)(12)(0.71) + (2)(12)(0.71) + (4)(1)(0.71) + (2)(1.27) = 39.46 \text{ cm}^2$$

con un porcentaje final de acero de refuerzo adherido de:

$$p = \frac{39.46}{(22) (892)} = 0.002$$

La ductilidad de la sección se revisa entre el concreto y el acero de refuerzo adherido, por medio de un análisis por compatibilidad de deformaciones. La profundidad del eje neutro de la sección es la siguiente:

$$c = \frac{22}{0.003 + 0.0021} (0.003) = 12.94 \text{ cm}$$

La profundidad del bloque equivalente de esfuerzos es:

$$a = 0.8 (12.94) = 10.352 \text{ cm}$$

La tensión o compresión del par resistente en estas condiciones de falla balanceada es:

$$C = T = [(170)(892)(7)] + [(170)(3.352)(280)] = 1221035 \text{ kg}$$

La tensión total suministrada en el diseño de la sección es:

$$(4200) (39.46) + 216200 = 381932 \text{ kg}$$

por lo que se esta diseñando una sección con el 31% (381932/1221035) de la sección con falla balanceada. Y la profundidad del bloque de esfuerzos es de 2.507 cm ($[30681.75/(170)(892)]$). La ductilidad es adecuada y el acero alcanzará su esfuerzo de fluencia en la falla de diseño.

Diseño por fuerza cortante:

En las secciones de centro de claros no se revisa el refuerzo por fuerza cortante debido a que en estos casos es muy bajo y rige el armado por refuerzo mínimo. Por lo que también se colocaran los estribos espaciados a 20 cm centro a centro en este caso.

5.8.4. Diseño de la capa superior de las nervaduras.

En este caso se también se elige una malla de fabricación nacional formada con acero con $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$ y alambres calibre 6 separados a 6" centro a centro en ambos sentidos (designación 66-6/6) que tiene un área transversal por metro lineal de 1.23 cm^2 , para refuerzo por cambios volumétricos.

Y la carga concentrada de 1500 kg en el lugar más desfavorable para garantizar que el sistema de piso puede soportar cualquier carga accidental o eventual, esta adecuadamente soportada por la capa superior de 7 cm de espesor debido a la separación entre nervaduras (71 cm) y al acero de refuerzo empleado para refuerzo por cambios volumétricos.

5.8.5. Nervaduras transversales.

Para garantizar el correcto funcionamiento de las nervaduras como una unidad, que es la losa de rampas, y para distribuir entre ellas cualquier concentración de carga probable, se adicionara al sistema de piso dos nervaduras transversales en cada entre eje para ligar el total de las nervaduras. Estas nervaduras adicionales serán de la misma sección que las nervaduras del sistema de piso, 20 cm X 25 cm, y se reforzaran con en acero mínimo por cambios

volumétricos (dos varillas del #3 en cada lecho y estribos del #2 espaciados a cada 20 cm centro a centro), y se preesforzarán con un tendón recto colocado a la altura de la posición del eje del centro de gravedad de la sección de concreto (a 17 cm del paño inferior de la nervadura de concreto). Este tendón será un torón de 0.5" de diámetro que suministrará una fuerza de 10810 kg de compresión en el concreto. El objetivo de este torón de preesfuerzo es uniformizar los esfuerzos de compresión en la losa en este sentido, entre las traveses de apoyo, debido también a la presencia de fuerzas de preesfuerzo en los ejes de las traveses de los marcos de la estructura.

5.9. Diseño por flexión y cortante de las traveses postensadas de los marcos de la estructura.

En general se diseñaran 3 secciones con los valores correspondientes de la secciones 1, 4 y 2 de las traveses del piso 1 del marco 11.

Sección	Mu (ton-m)	Vu (ton)
1,6	-83.81	37.93
3,4	-125.33	41.03
2,5	94.62	8.76

5.9.1. Sección de apoyo central.

Diseño por flexión:

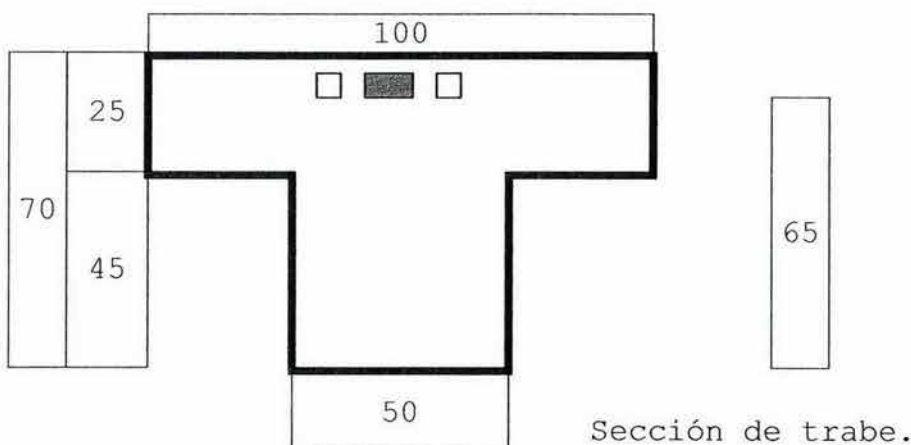
$$Mu = -125.33 \text{ ton-m}$$

$$b = 50 \text{ cm (ver figura 4.14)}$$

$$d = 65 \text{ cm (para el acero adherido y los torones de preesfuerzo)}$$

$$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$m = 4200 / 170 = 24.7058$$



□ Acero de refuerzo adherido.

■ Acero de preesfuerzo no adherido.

Se revisará la capacidad de la sección en falla balanceada por medio de un análisis por compatibilidad de deformaciones. La profundidad del eje neutro de la sección es la siguiente:

$$c = \frac{65}{0.003 + 0.0021} (0.003) = 38.23 \text{ cm}$$

La profundidad del bloque equivalente de esfuerzos es:

$$a = 0.8 (38.23) = 30.58 \text{ cm}$$

La tensión o compresión del par resistente en estas condiciones de falla balanceada es:

$$C = T = 170 (50) (30.58) = 260000 \text{ kg}$$

El brazo de palanca para el par resistente es:

$$z = 65 - (30.58/2) = 49.71 \text{ cm}$$

El momento resistente bajo estas condiciones resulta igual a:

$$M_R = 0.9 (260.00)(0.4971) = 116.32 \text{ ton-m} < 125.33 \text{ ton-m}$$

Se adicionará acero de refuerzo en la zona de compresión para lograr la resistencia requerida.

Suponiendo $z = 49 \text{ cm}$, y que el acero de compresión fluye.

$$C = T = \frac{12533000}{(0.9) 49} = 284195.01 \text{ kg}$$

El acero adherido de tensión sería:

$$a \text{ (tensión)} = \frac{284195.01}{4200} = 67.67 \text{ cm}^2$$

Y el acero en compresión que se considera es:

$$a \text{ (compresión)} = \frac{284195.01 - 2600000}{4200} = 5.76 \text{ cm}^2$$

La profundidad del acero de compresión son 5 cm desde el paño inferior de la sección de concreto.

Por compatibilidad de deformaciones unitarias se obtiene la deformación correspondiente para el acero en compresión considerando una deformación en el acero de tensión de 0.0021 y una

deformación máxima útil de 0.003 en el concreto en compresión. La profundidad del eje neutro es:

$$c = \frac{65}{0.003 + 0.0021} (0.003) = 38.23 \text{ cm}$$

Y la deformación del acero en compresión resulta de:

$$\epsilon = \frac{0.003}{38.23} (38.23 - 5) = 0.0026092$$

0.0026092 > 0.0021, por lo que el acero de compresión fluye cuando se alcanza la resistencia de la sección.

La resistencia de la sección se calcula tomando momentos con respecto a la ubicación del el eje neutro y la fuerza de compresión en concreto, la compresión en el acero de compresión y la tensión total, $c = 38.23 \text{ cm}$:

$$M_R = 0.9 [(67.67)(4.2)(0.2676) + (260)(0.2293) + (5.76)(4.2)(0.3323)]$$

$$M_R = 0.9 (143.71) = 129.341 \text{ ton-m} > M_u = 125.33 \text{ ton-m}$$

La resistencia de la sección es adecuada con estas consideraciones, sin embargo las normas indican que para elementos estructurales que deban resistir fuerzas sísmicas se debe prever que el acero máximo suministrado sea el correspondiente al 75% de la falla balanceada. No obstante las normas también mencionan que a juicio del diseñador, y siempre que se compruebe el buen comportamiento de las secciones podrá rebasarse este criterio. En este caso la resistencia es satisfactoria y la ductilidad de la sección esta garantizada por la fluencia del acero en tensión y del de compresión, además las solicitaciones en las otras secciones no son tan grandes como en esta sección y no seria conveniente robustecer la sección de concreto en toda la longitud de la trabe debido a esta restricción por que en los otros casos la sección sería ya exagerada y mucho más pesada y tendría un desempeño menor. Esta sección de las trabes se reforzara de acuerdo a los cálculos de diseño obtenidos.

La tensión total por suministrar es:

$$T = 4200 (67.67) = 284214 \text{ kg}$$

En este caso se considera la contribución del tendón de preesfuerzo (12 torones de 0.5" diámetro con una fuerza de tensión efectiva de 11150 kg en cada uno). No se considera ningún incremento de la tensión en los tendones de preesfuerzo adicional a la fuerza de preesfuerzo efectivo estimada en el análisis del preesfuerzo, por lo que la contribución del acero de preesfuerzo es:

$$T_p = 12 \text{ tor} (11150 \text{ kg}) = 133800 \text{ kg}$$

Por lo tanto la tensión real que se suministrará con el acero adherido será solamente:

$$T_s = 284214 - 133800 = 150414 \text{ kg}$$

Y el área de acero adherido correspondientes es:

$$A_s = \frac{150414}{4200} = 35.81 \text{ cm}^2$$

El área de acero mínimo por temperatura que se requiere es:

$$A_{(tem)} = 0.002 (50) (65) = 6.5 \text{ cm}^2$$

Por otra parte, en el análisis elástico de estas secciones se determino que se adicionaría acero de refuerzo adherido para controlar los esfuerzos de tensión en el concreto. La cantidad de acero adherido para este propósito es:

$$A_s = 26 \text{ cm}^2$$

De esta forma se preverá que la sección se mantenga homogénea durante las cargas máximas de servicio. Este acero sólo tiene el objetivo de controlar los esfuerzos de tensión pero con el fin de proporcionar la resistencia se requerirá de una cantidad mayor de acero por lo que el comportamiento será adecuado para este estado de cargas.

En este caso rige las necesidades de resistencia. Para suministrar en acero solicitado se colocarán seis varillas del #6 (2.85 cm^2) a lo largo de las trabes en el lecho superior y en la sección de apoyo se adicionarán cuatro varillas (bastón) del #8 (5.07 cm^2) para completar el área de acero en la sección de apoyo, teniendo un área de acero en la sección de apoyo central de:

$$(6)(2.85) + (4)(5.07) = 37.38 \text{ cm}^2$$

con un porcentaje final de acero de refuerzo adherido de:

$$p = \frac{37.38}{(50) (65)} = 0.0115$$

El acero de refuerzo en compresión estará formado por dos varillas del #6 ($5.7 \text{ cm}^2 = 5.76 \text{ cm}^2$) en el lecho inferior de la trabe. Se preverá la restricción contra pandeo de estas barras por medio de estribos.

Diseño por fuerza cortante:

La fuerza cortante que se utiliza para el diseño en la sección de apoyo intermedio es:

$$V_u = 41030 \text{ kg}$$

Se revisa el nivel de preesfuerzo en la sección para saber si influye, en la resistencia a cortante, el preesfuerzo. El índice de preesfuerzo se calcula entre el acero de preesfuerzo y el acero adherido que es necesario para suministrar la resistencia a flexión, en este caso es:

$$I_p = \frac{A_p f_p}{A_s f_y + A_p f_p} = \frac{133800 \text{ kg}}{150414 \text{ kg}} = 0.88$$

$0.88 < 0.90$, se concluye que la sección no tiene preesfuerzo por lo que para calcular la resistencia del concreto a fuerza cortante no se tomara en cuenta la influencia del preesfuerzo.

La fuerza cortante que toma el concreto se calcula con la siguiente expresión:

$$p > 0.01$$

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d (f * c)^{1/2}$$

$$V_{CR} = (0.5)(0.8)(50)(65)(200)^{1/2} = 18384 \text{ kg}$$

En este caso V_u es mayor que V_{CR} , por lo que se requiere acero de refuerzo. Para este fin se utiliza acero con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ en varillas del #3 de diámetro de 0.71 cm^2 . La separación de los estribos formados con estas varillas (considerando 4 ramas, 2.84 cm^2) sería:

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0.8(2.84)(4200)(65)}{41030 - 18384} = 27.38 \text{ cm}$$

Y la separación máxima es:

$$S = \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b} = \frac{0.8(2.84)(4200)}{3.5 (50)} = 54 \text{ cm}$$

También la separación máxima esta prescrita por:

$$d/2 = 65/2 = 32.5 \text{ cm}$$

Los requisitos de estribos para restringir el pandeo del acero en compresión en este caso esta regido por:

$$[850/(f_y)^{1/2}](\text{diámetro de la barra})$$

$$[850/(4200)^{1/2}](1.9 \text{ cm}) = 24.9 \text{ cm}$$

En este caso rige las necesidades de restricción y no por resistencia a fuerza cortante. Para lograr una distribución uniforme, se colocaran los estribos espaciados a 20 cm centro a centro

en una longitud igual a un tercio del claro libre entre apoyos, $(12.975/3) = 4.32$ m, se colocaran 20 estribos de cuatro ramas a cada 20 cm.

5.9.2. Sección de apoyos extremos.

Diseño por flexión:

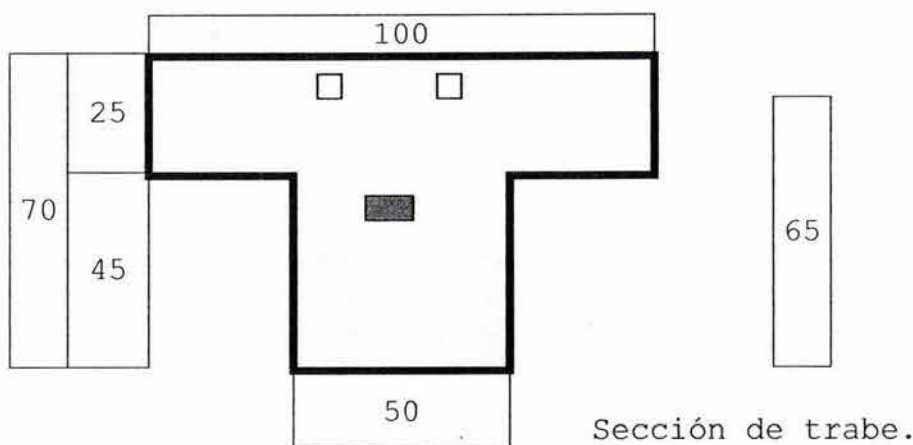
$$M_u = -83.81 \text{ ton-m}$$

$$b = 50 \text{ cm (ver figura 4.14)}$$

$$d = 65 \text{ cm (para el acero adherido)}$$

$$f'_c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$m = 4200 / 170 = 24.7058$$



- Acero de refuerzo adherido.
- Acero de preesfuerzo no adherido.

Usando la fórmula para diseño por flexión para secciones de concreto reforzado, con los datos anteriores, se tiene:

$$\frac{M_u}{b d^2} = F_R f_y p \left(1 - \frac{p m}{2}\right)$$

$$\frac{8381000}{50 (65)^2} = 0.9 (4200) p \left(1 - \frac{p (24.7058)}{2}\right)$$

$$46694.118 p^2 - 3780 p + 39.673 = 0$$

Resolviendo la ecuación se tiene: $p = 0.01239$

El área de acero que corresponde a este porcentaje es:

$$A = 0.01239 (50) (65) = 40.27 \text{ cm}^2$$

En este caso no se considera la contribución del tendón de preesfuerzo debido a que en los apoyos extremos la excentricidad de los torones es cero y en las condiciones de resistencia última están cerca del eje neutro por lo que no contribuyen al par resistente. La tensión total será tomada con el acero de refuerzo adherido.

El área de acero mínimo por temperatura que se requiere es:

$$A_{(tem)} = 0.002 (50) (65) = 6.5 \text{ cm}^2$$

En este caso rige las necesidades de resistencia. Para suministrar en acero solicitado se colocarán seis varillas del #6 (2.85 cm^2) a lo largo de las trabes en el lecho superior y en la sección de apoyos extremos se adicionarán cinco varillas (bastón) del #8 (5.07 cm^2) para completar el área de acero en la sección de apoyo, teniendo un área de acero en la secciones de apoyos extremos de:

$$(6)(2.85) + (5)(5.07) = 42.45 \text{ cm}^2$$

con un porcentaje final de acero de refuerzo adherido de:

$$p = \frac{42.45}{(50) (65)} = 0.01306$$

La ductilidad de la sección se revisa con la capacidad de la sección en falla balanceada por medio de un análisis por compatibilidad de deformaciones. La profundidad del eje neutro de la sección es la siguiente:

$$c = \frac{65}{0.003 + 0.0021} (0.003) = 38.23 \text{ cm}$$

La profundidad del bloque equivalente de esfuerzos es:

$$a = 0.8 (38.23) = 30.58 \text{ cm}$$

La tensión o compresión del par resistente en estas condiciones de falla balanceada es:

$$C = T = 170 (50) (30.58) = 260000 \text{ kg}$$

El brazo de palanca para el par resistente es:

$$z = 65 - (30.58/2) = 49.71 \text{ cm}$$

El momento resistente bajo estas condiciones resulta igual a:

$$M_R = 0.9 (260.00)(0.4971) = 116.32 \text{ ton-m}$$

Por lo que las secciones de apoyos extremos se están diseñando con el 72% (83.81/116.32) de la sección con falla balanceada. La ductilidad es adecuada y el acero alcanzará su esfuerzo de fluencia en la falla de diseño, y en este caso se cumple adecuadamente con lo prescrito para elementos estructurales que deben resistir fuerza sísmicas, en cuanto a su ductilidad.

Diseño por fuerza cortante:

La fuerza cortante que se utiliza para el diseño en la secciones de apoyos extremos es:

$$V_u = 37930 \text{ kg}$$

La fuerza cortante que toma el concreto se calcula con la siguiente expresión:

$$p > 0.01$$

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d (f * c)^{1/2}$$

$$V_{CR} = (0.5)(0.8)(50)(65)(200)^{1/2} = 18384 \text{ kg}$$

En este caso V_u es mayor que V_{CR} , por lo que se requiere acero de refuerzo. Para este fin se utiliza acero con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ en varillas del #3 de diámetro de 0.71 cm^2 . La separación de los estribos formados con estas varillas (considerando 4 ramas, 2.84 cm^2) sería:

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0.8(2.84)(4200)(65)}{37930 - 18384} = 31.73 \text{ cm}$$

Y la separación máxima es:

$$S = \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b} = \frac{0.8(2.84)(4200)}{3.5 (50)} = 54 \text{ cm}$$

También la separación máxima esta prescrita por:

$$d/2 = 65/2 = 32.5 \text{ cm.}$$

Para lograr una distribución uniforme y simétrica con las secciones de apoyo intermedio, se colocaran los estribos espaciados a 20 cm centro a centro en una longitud igual a un tercio del claro libre entre apoyos, $(12.975/3) = 4.32 \text{ m}$, se colocaran 20 estribos de cuatro ramas a cada 20 cm.

5.9.3. Sección de centro de claros.

Diseño por flexión:

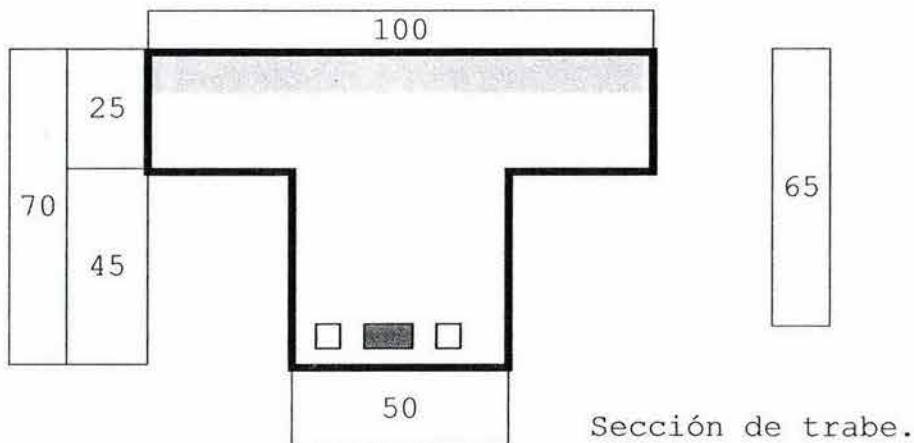
$$M_u = 94.62 \text{ ton-m}$$

$b = 100 \text{ cm}$, (suponiendo que el bloque de esfuerzos cae dentro del patín, ver figura 4.14)

$d = 65 \text{ cm}$ (para el acero adherido y los torones de preesfuerzo)

$$f'_c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$m = 4200 / 170 = 24.7058$$



- Acero de refuerzo adherido.
- Acero de preesfuerzo no adherido.

Usando la fórmula para diseño por flexión para secciones de concreto reforzado, con los datos anteriores, se tiene:

$$\frac{M_u}{b d^2} = F_R f_y p \left(1 - \frac{p m}{2} \right)$$

$$\frac{9462000}{100 (65)^2} = 0.9 (4200) p \left(1 - \frac{p (24.7058)}{2} \right)$$

$$46694.118 p^2 - 3780 p + 22.395 = 0$$

Resolviendo la ecuación se tiene: $p = 0.006436$

El área de acero que corresponde a este porcentaje es:

$$A = 0.006436 (65) (100) = 41.83 \text{ cm}^2$$

Y la tensión total del par resistente en la sección es:

$$T = 4200 (41.83) = 175714.43 \text{ kg}$$

En este caso si se considera la contribución del tendón de preesfuerzo en las traves para resistir la tensión solicitada, con el criterio de las sección de apoyo central, por lo que la contribución del acero de preesfuerzo es:

$$T_p = 12 \text{ tor} (11150 \text{ kg}) = 133800 \text{ kg}$$

Por lo tanto la tensión real que se suministrará con el acero adherido será solamente:

$$T_s = 175714.43 - 133800 = 41914.43 \text{ kg}$$

Y el área de acero adherido correspondientes es:

$$A_s = \frac{41914.43}{4200} = 9.97 \text{ cm}^2$$

El área de acero mínimo por temperatura que se requiere es:

$$A_{(tem)} = 0.002 (65) (100) = 13 \text{ cm}^2$$

En este caso rige las necesidades de refuerzo mínimo. Para suministrar en acero solicitado se colocarán cuatro varillas del #6 (2.85 cm^2) a lo largo de las traves en el lecho inferior y en la sección de centro de claros se adicionará una varilla (bastón) del #6 (2.85 cm^2) para completar el área de acero en la sección, teniendo un área de acero en la secciones de centro de claros de:

$$(4)(2.85) + (1)(2.85) = 14.25 \text{ cm}^2$$

con un porcentaje final de acero de refuerzo adherido de:

$$p = \frac{14.25}{(100)(65)} = 0.0021$$

La ductilidad de la sección se revisa entre el concreto y el acero de refuerzo adherido, por medio de un análisis por compatibilidad de deformaciones. La profundidad del eje neutro de la sección es la siguiente:

$$c = \frac{65}{0.003 + 0.0021} (0.003) = 38.235 \text{ cm}$$

La profundidad del bloque equivalente de esfuerzos es:

$$a = 0.8 (12.94) = 30.588 \text{ cm}$$

La tensión o compresión del par resistente en estas condiciones de falla balanceada es:

$$C = T = [(170)(100)(25)] + [(170)(5.58)(50)] = 472500 \text{ kg}$$

La tensión total suministrada en el diseño de la sección es:

$$(4200)(14.25) + 133800 = 193650 \text{ kg}$$

por lo que se esta diseñando una sección con el 40% ($193650/472500$) de la sección con falla balanceada. Y la profundidad del bloque de esfuerzos es de 11.188 cm ($[190206/(170)(100)]$). La ductilidad es adecuada y el acero alcanzará su esfuerzo de fluencia en la falla de diseño.

Diseño por fuerza cortante:

En las secciones de centro de claros no se revisa el refuerzo por fuerza cortante debido a que en estos casos es muy bajo y rige el armado por refuerzo mínimo. Por lo que se colocaran estribos sencillos del #3 espaciados a:

$$d/2 = 65/2 = 32.5 = 30 \text{ cm centro a centro.}$$

Esta distribución de estribos quedara en el tercio medio del claro, $12.975/3 = 4.32 \text{ m}$, se colocaran 15 estribos sencillos de dos ramas a cada 30 cm.

5.9.4. Refuerzo de los patines de las trabes de sección T.

Los patines de las trabes se refuerzan con las seis barras para refuerzo por momento negativo en el lecho superior, y en el lecho inferior del patín se coloca una cantidad de acero correspondiente a:

$$(10/f_y)(\text{sección del patín}) = (10/4200)(100)(25) = 5.95 \text{ cm}^2$$

que son dos varillas del #6 y se armaran con un estribo del #3 sencillo, con la forma y tamaño adecuado para el patín, espaciados a cada 30 cm centro a centro.

5.10. Diseño por flexión y cortante de las zapatas y contratraves postensadas de cimentación de los marcos de la estructura.

5.10.1. Diseño de zapatas.

Diseño por flexión:

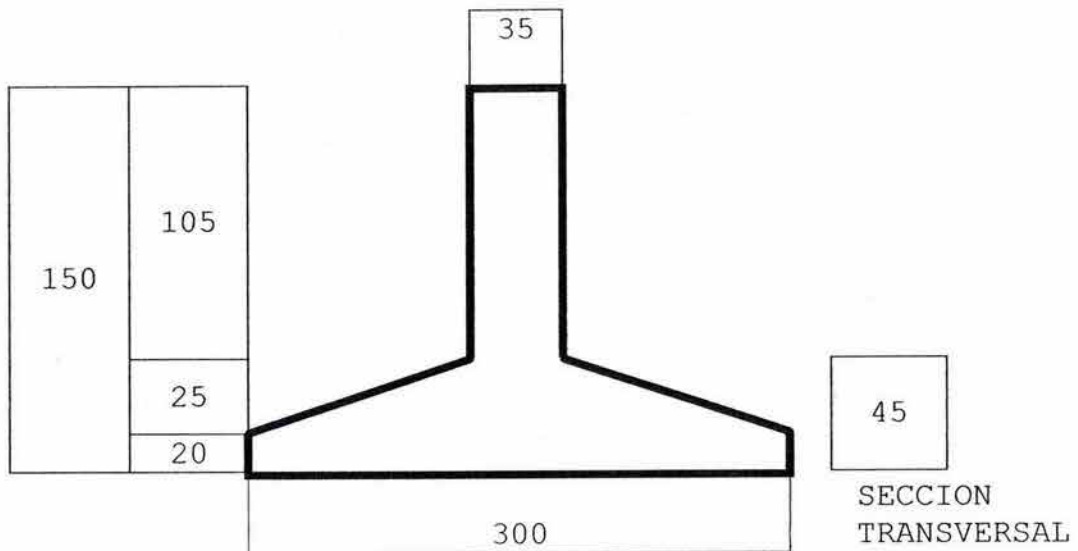
$$M_u = 12.42 \text{ ton-m}$$

$$b = 100 \text{ cm (ancho unitario)}$$

$$d = 40 \text{ cm (para la sección en el paño de la contratrabe)}$$

$$f'_c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$m = 4200 / 170 = 24.7058$$



Usando la formula para diseño por flexión para secciones de concreto reforzado, con los datos anteriores, se tiene:

$$\frac{M_u}{b d^2} = F_R f_y p \left(1 - \frac{p m}{2}\right)$$

$$\frac{1242000}{100 (40)^2} = 0.9 (4200) p \left(1 - \frac{p (24.7058)}{2}\right)$$

$$46694.118 p^2 - 3780 p + 7.763 = 0$$

Resolviendo la ecuación se tiene: $p = 0.0021$

Pero el porcentaje de refuerzo por cambios volumétricos en este caso es 0.003 (para elementos en contacto con el terreno) y el acero correspondiente esta regido por este criterio:

$$A_s = 0.003 (100) (40) = 12 \text{ cm}^2$$

En este caso rige las necesidades de refuerzo mínimo. Para suministrar en acero solicitado se colocarán varillas del #6 (2.85 cm^2) en el sentido transversal de zapatas en el lecho inferior con una separación, entre ellas, de:

$$\frac{(2.85)(100)}{12} = 20 \text{ cm}$$

con un porcentaje final de acero de refuerzo adherido de:

$$p = \frac{14.25}{(100)(40)} = 0.00356$$

La ductilidad de la sección se revisa entre el concreto y el acero de refuerzo adherido, por medio de un análisis por compatibilidad de deformaciones. La profundidad del eje neutro de la sección es la siguiente:

$$c = \frac{40}{0.003 + 0.0021} (0.003) = 23.53 \text{ cm}$$

La profundidad del bloque equivalente de esfuerzos es:

$$a = 0.8 (23.53) = 18.8 \text{ cm}$$

La tensión o compresión del par resistente en estas condiciones de falla balanceada es:

$$C = T = 170 (100) (18.8) = 320000 \text{ kg}$$

La tensión total suministrada en el diseño de la sección es:

$$(4200) (14.25) = 59850 \text{ kg}$$

por lo que se esta diseñando una sección con el 19% (59850/320000) de la sección con falla balanceada. La ductilidad es adecuada y el acero adherido alcanzará su esfuerzo de fluencia en la falla de diseño, que es 69% mayor que μ_u .

Diseño por fuerza cortante:

La fuerza cortante que se utiliza para el diseño en la sección de apoyo intermedio es:

$$V_u = 16561 \text{ kg}$$

La fuerza cortante que toma el concreto se calcula con la siguiente expresión para elementos anchos:

$$\frac{M}{V d} = \frac{12.4211}{(16.561)(0.40)} = 1.875 < 2$$

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d (f'_c)^{1/2}$$

$$V_{CR} = (0.5)(0.8)(100)(40)(200)^{1/2}$$

$$V_{CR} = 22627.417 \text{ kg} > V_u = 16561 \text{ kg}$$

La capacidad del concreto es adecuada en estas condiciones.

Refuerzo adicional por cambios volumétricos.

En el sentido longitudinal de el lecho inferior de las zapatas y en ambos sentidos en el lecho superior de ellas se colocará acero de refuerzo por cambios volumétricos y por armado.

En el sentido longitudinal esta área será igual a:

$$0.002 (300 - 35)(15 + (25/2)) = 14 \text{ cm}$$

Este refuerzo se reparte entre las dos caras de la zapata. Se usarán varillas del #4 (1.27 cm²) con una separación igual a:

$$\frac{(2)(1.27)(100)}{14} = 18.4 \text{ cm}$$

La separación que se adopta es 20 cm centro a centro en el sentido longitudinal del lecho inferior y en ambos sentidos del lecho superior.

5.10.2. Diseño de contratraves.

En general se diseñaran 3 secciones con los valores correspondientes de la secciones 1, 4 y 2 de las contratraves del marco 11.

Sección	Mu (ton-m)	Vu (ton)
1,6	211.87	98.89
3,4	340.86	104.44
2,5	-418.22	0.00

5.10.2.1. Sección de apoyo central.

Diseño por flexión:

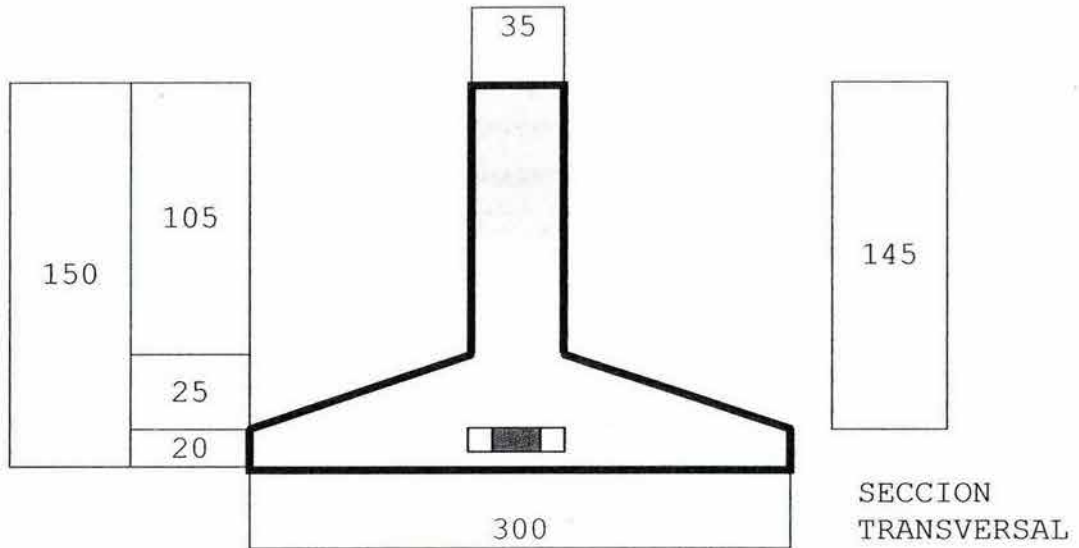
$$M_u = 340.86 \text{ ton-m}$$

$$b = 35 \text{ cm (ver figura)}$$

$$d = 145 \text{ cm (para el acero adherido y los torones de preesfuerzo)}$$

$$f'_c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$m = 4200 / 170 = 24.7058$$



- Acero de refuerzo adherido.
 ■ Acero de preesfuerzo no adherido.

Usando la formula para diseño por flexión para secciones de concreto reforzado, con los datos anteriores, se tiene:

$$\frac{M_u}{b d^2} = F_R f_y p \left(1 - \frac{p m}{2}\right)$$

$$\frac{34086000}{35 (145)^2} = 0.9 (4200) p \left(1 - \frac{p (24.7058)}{2}\right)$$

$$46694.118 p^2 - 3780 p + 46.320 = 0$$

Resolviendo la ecuación se tiene: $p = 0.01505$

El área de acero que corresponde a este porcentaje es:

$$A = 0.01505 (35) (145) = 76.4 \text{ cm}^2$$

Y la tensión total del par resistente en la sección es:

$$T = 4200 (76.4) = 320880 \text{ kg}$$

En este caso se considera la contribución del tendón de preesfuerzo (20 torones de 0.6" diámetro con una fuerza de tensión efectiva de 14880 kg en cada uno). No se considera ningún

incremento de la tensión en los tendones de preesfuerzo, por lo que la contribución del acero de preesfuerzo es:

$$T_p = 20 \text{ tor (14880 kg)} = 297600 \text{ kg}$$

Por lo tanto la tensión real que se suministrará con el acero adherido será solamente:

$$T_s = 320880 - 297600 = 23280 \text{ kg}$$

Y el área de acero adherido correspondientes es:

$$A_s = \frac{23280}{4200} = 5.54 \text{ cm}^2$$

El área de acero mínimo por temperatura que se requiere es:

$$A_{(tem)} = 0.003 (35) (145) = 15.23 \text{ cm}^2$$

En este caso rige las necesidades de refuerzo mínimo. Para suministrar en acero solicitado se colocarán cuatro varillas del #6 (2.85 cm^2) a lo largo de las contratraves en el lecho inferior y en la sección de apoyo se adicionarán dos varillas (bastón) del #6 (2.85 cm^2) para completar el área de acero, teniendo un área de acero en la sección de apoyo central de:

$$(4)(2.85) + (2)(2.85) = 17.1 \text{ cm}^2$$

con un porcentaje final de acero de refuerzo adherido de:

$$p = \frac{17.1}{(35) (145)} = 0.0033$$

La ductilidad de la sección se revisa entre el concreto y el acero de refuerzo adherido, por medio de un análisis por compatibilidad de deformaciones. La profundidad del eje neutro de la sección es la siguiente:

$$c = \frac{145}{0.003 + 0.0021} (0.003) = 85.29 \text{ cm}$$

La profundidad del bloque equivalente de esfuerzos es:

$$a = 0.8 (85.29) = 68.23 \text{ cm}$$

La tensión o compresión del par resistente en estas condiciones de falla balanceada es:

$$C = T = 170 (35) (68.23) = 406000 \text{ kg}$$

La tensión total suministrada en el diseño de la sección es:

$$(4200)(17.1) + 297600 = 369420 \text{ kg}$$

por lo que se esta diseñando una sección con el 90% (369420/406000) de la sección con falla balanceada. Pero la resistencia requerida sólo es el 79% (320880/406000) de la falla balanceada, en ambos casos la ductilidad es adecuada y el acero adherido alcanzará su esfuerzo de fluencia en la falla de diseño.

Diseño por fuerza cortante:

La fuerza cortante que se utiliza para el diseño en la sección de apoyo intermedio es:

$$V_u = 104440 \text{ kg}$$

Se revisa el nivel de preesfuerzo en la sección para saber si influye, en la resistencia a cortante, el preesfuerzo. El índice de preesfuerzo se calcula entre el acero de preesfuerzo y el acero adherido que es necesario para suministrar la resistencia a flexión, en este caso es:

$$I_p = \frac{A_p f_p}{A_s f_y + A_p f_p} = \frac{297600 \text{ kg}}{320880 \text{ kg}} = 0.92$$

$1.0 < 0.92 < 0.90$, se concluye que la sección tiene preesfuerzo total por lo que para calcular la resistencia del concreto se tomara en cuenta la influencia del preesfuerzo.

La fuerza cortante que toma el concreto se calcula con la siguiente expresión:

$$V_{CR} = F_R b d [(0.15)(f^*c)^{1/2} + 50 ((V dp)/M)]$$

$$V_{CR} = 0.8(145)(35)[(0.15)(200)^{1/2} + 50 (((104.44)(1.45))/340.86)]$$

$$V_{CR} = 0.8(145)(35)[24.335] = 98802 \text{ kg}$$

Pero no se considera mayor que:

$$V_{CR} = 1.3 F_R b d (f^*c)^{1/2} = 1.3 (0.8)(145)(35)(14.142) = 74642 \text{ kg}$$

En este caso V_u es mayor que V_{CR} , por lo que se requiere acero de refuerzo. Para este fin se utiliza acero con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ en varillas del #3 de 0.71 cm^2 . La separación de los estribos formados con estas varillas sería:

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0.8(1.42)(4200)(145)}{104440 - 74642} = 23 \text{ cm}$$

Y la separación máxima es:

$$S = \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b} = \frac{0.8(1.42)(4200)}{3.5 (35)} = 38 \text{ cm}$$

Y la separación máxima considerando:

$$V_u = 104440 \text{ kg} > 1.5 F_R b d (f^*c)^{1/2} = 86125.6 \text{ kg}$$

$$S_{\text{máx}} = 0.37 (145) = 53 \text{ cm.}$$

Para lograr una distribución adecuada se colocaran los estribos espaciados a 20 cm centro a centro en estas secciones.

5.10.2.2. Sección de apoyos extremos.

Diseño por flexión:

$$M_u = 211.87 \text{ ton-m}$$

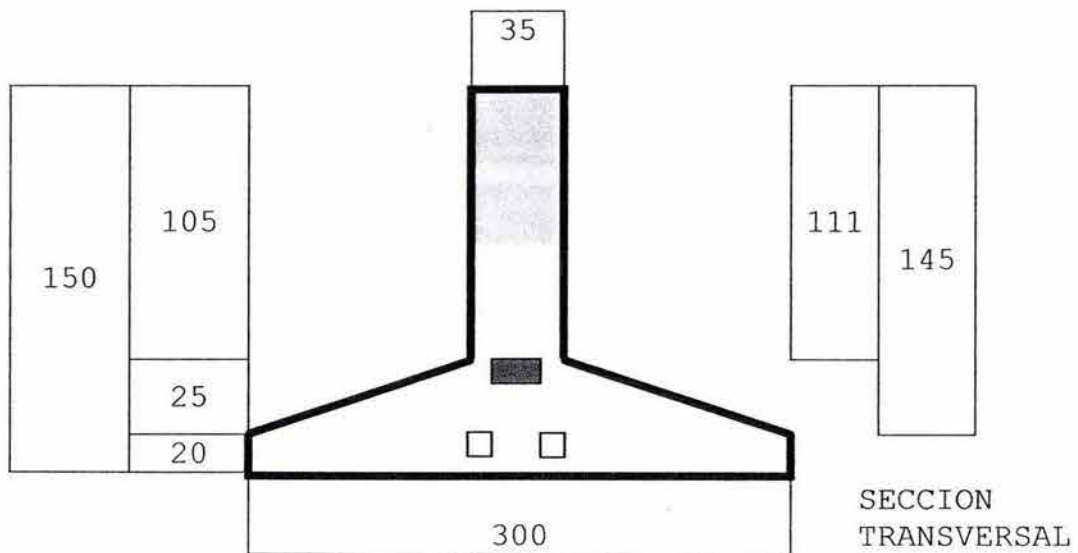
$$b = 35 \text{ cm (ver figura)}$$

$$d = 145 \text{ cm (para el acero adherido)}$$

$$d_p = 150 - 39 = 111 \text{ cm (para los torones de preesfuerzo)}$$

$$f^*c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$m = 4200 / 170 = 24.7058$$



- Acero de refuerzo adherido.
- Acero de preesfuerzo no adherido.

En este caso se considera la contribución del tendón de preesfuerzo (20 torones de 0.6" diámetro con una fuerza de tensión efectiva de 14880 kg en cada uno). No se considera ningún incremento de la tensión en los tendones de preesfuerzo, por lo que la contribución del acero de preesfuerzo es:

$$T_p = 20 \text{ tor} (14880 \text{ kg}) = 297600 \text{ kg}$$

La profundidad del bloque de esfuerzos de compresión en el concreto que se requiere para resistir esta tensión es:

$$297600 / [(0.9)(170)(35)] = 55.57 \text{ cm}$$

Se calcula el momento del par resistente entre el bloque a compresión y el acero de preesfuerzo en tensión:

$$\text{Brazo de palanca } z = 111 - (55.57/2) = 83 \text{ cm}$$

$$M_R = 0.9 (297.6)(0.83) = 222.3 \text{ ton-m} > M_u = 211.87 \text{ ton-m}$$

En este caso el acero de preesfuerzo tiene la capacidad para suministrar el total de la resistencia a flexión, sin embargo se adicionará acero de refuerzo adherido mínimo por cambios volumétricos para el control del agrietamiento.

El área de acero adherido será:

$$0.002 (35)(145) = 10.15 \text{ cm}^2$$

Para suministrar en acero solicitado se colocarán cuatro varillas del #6 (2.85 cm²) a lo largo de las contratrabes en el lecho inferior, teniendo un área de acero en la sección de apoyos extremos de:

$$(4)(2.85) = 11.4 \text{ cm}^2$$

con un porcentaje final de acero de refuerzo adherido de:

$$p = \frac{11.4}{(35)(145)} = 0.0022$$

La ductilidad de la sección se revisa entre el concreto y el acero de refuerzo adherido, por medio de un análisis por compatibilidad de deformaciones. La profundidad del eje neutro de la sección es la siguiente:

$$c = \frac{145}{0.003 + 0.0021} (0.003) = 85.29 \text{ cm}$$

La profundidad del bloque equivalente de esfuerzos es:

$$a = 0.8 (85.29) = 68.23 \text{ cm}$$

La tensión o compresión del par resistente en estas condiciones de falla balanceada es:

$$C = T = 170 (35) (68.23) = 406000 \text{ kg}$$

La tensión total suministrada en el diseño de la sección es:

$$(4200) (11.4) + 297600 = 345480 \text{ kg}$$

por lo que se esta diseñando una sección con el 85% (374456/406000) de la sección con falla balanceada. Pero la resistencia requerida sólo es el 73% (297600/406000) de la falla balanceada, en ambos casos la ductilidad es adecuada y el acero adherido alcanzará su esfuerzo de fluencia en la falla de diseño.

Diseño por fuerza cortante:

La fuerza cortante que se utiliza para el diseño en las secciones de apoyos extremos es:

$$V_u = 98840 \text{ kg}$$

Se revisa el nivel de preesfuerzo en la sección para saber si influye, en la resistencia a cortante, el preesfuerzo. El índice de preesfuerzo se calcula entre el acero de preesfuerzo y el acero adherido que es necesario para suministrar la resistencia a flexión, en este caso la resistencia la suministra el acero de preesfuerzo, por lo que se tiene:

$$I_p = \frac{A_p f_p}{A_s f_y + A_p f_p} = \frac{297600 \text{ kg}}{297600 \text{ kg}} = 1.0$$

se concluye que la sección tiene preesfuerzo total por lo que para calcular la resistencia del concreto se tomara en cuenta la influencia del preesfuerzo.

Para calcular la fuerza cortante que toma el concreto se considera como peralte $0.80h = 0.8(150) = 120 \text{ cm}$ en la siguiente expresión:

$$V_{CR} = F_R b d [(0.15)(f * c)^{1/2} + 50 ((V dp)/M)]$$

$$V_{CR} = 0.8(145)(35)[(0.15)(200)^{1/2} + 50 (((98.84)(1.11))/211.87)]$$

$$V_{CR} = 0.8(120)(35)[28.012] = 94120 \text{ kg}$$

Pero no se considera mayor que:

$$V_{CR} = 1.3 F_R b d (f * c)^{1/2} = 1.3 (0.8)(120)(35)(14.142) = 61773 \text{ kg}$$

En este caso V_u es mayor que V_{CR} , por lo que se requiere acero de refuerzo. Para este fin se utiliza acero con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ en varillas del #3 de 0.71 cm^2 . La separación de los estribos formados con estas varillas sería:

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} = \frac{0.8(1.42)(4200)(145)}{98840 - 61773} = 18.66 \text{ cm}$$

Y la separación máxima es:

$$S = \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b} = \frac{0.8(1.42)(4200)}{3.5 (35)} = 38 \text{ cm}$$

Y la separación máxima considerando:

$$V_u = 98840 \text{ kg} > 1.5 F_R b d (f^*c)^{1/2} = 86125.6 \text{ kg}$$

$$S_{\text{máx}} = 0.37 (145) = 53 \text{ cm.}$$

Para lograr una distribución adecuada se colocaran los estribos espaciados a 20 cm centro a centro en estas secciones igual que en las secciones de apoyo interior.

5.10.2.3. Sección de centro de claros.

Diseño por flexión:

$$M_u = -418.22 \text{ ton-m}$$

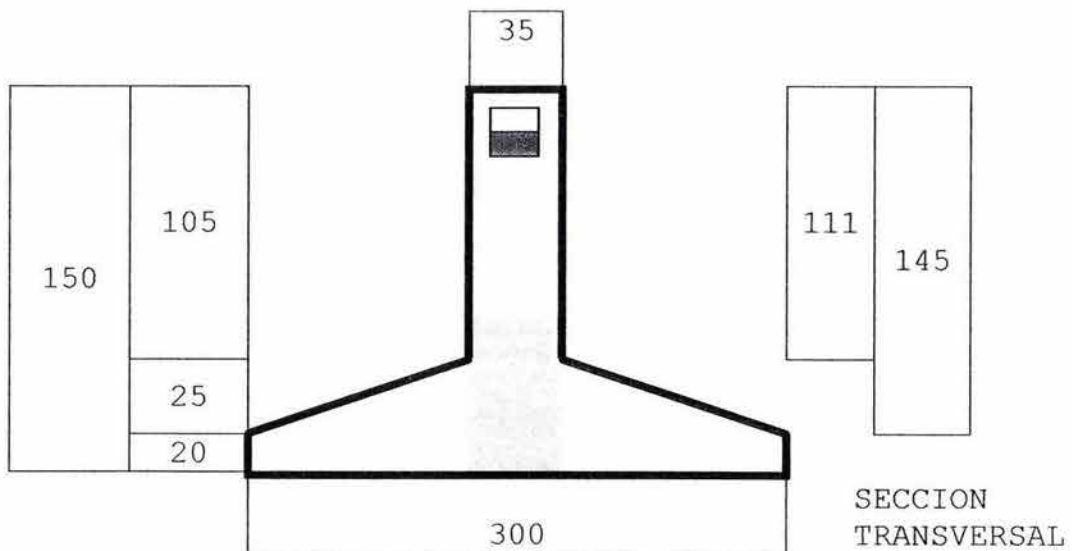
$$b = 35 \text{ cm (ver figura)}$$

$$d = 145 \text{ cm (para el acero adherido)}$$

$$d_p = 150 - 10 = 140 \text{ cm (para los torones de preesfuerzo)}$$

$$f^*c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$m = 4200 / 170 = 24.7058$$



- Acero de refuerzo adherido.
- Acero de preesfuerzo no adherido.

Usando la formula para diseño por flexión para secciones de concreto reforzado, con los datos anteriores, se tiene:

$$\frac{M_u}{b d^2} = F_R f_y p \left(1 - \frac{p m}{2}\right)$$

$$\frac{41822000}{35 (145)^2} = 0.9 (4200) p \left(1 - \frac{p (24.7058)}{2}\right)$$

$$46694.118 p^2 - 3780 p + 56.833 = 0$$

Resolviendo la ecuación se tiene: $p = 0.0199533$

El área de acero que corresponde a este porcentaje es:

$$A = 0.019953 (35) (145) = 101.27 \text{ cm}^2$$

Y la tensión total del par resistente en la sección es:

$$T = 4200 (101.27) = 425334 \text{ kg}$$

En este caso se considera la contribución del tendón de preesfuerzo (20 torones de 0.6" diámetro con una fuerza de tensión efectiva de 14880 kg en cada uno). No se considera ningún incremento de la tensión en los tendones de preesfuerzo, por lo que la contribución del acero de preesfuerzo es:

$$T_p = 20 \text{ tor} (14880 \text{ kg}) = 297600 \text{ kg}$$

Por lo tanto la tensión real que se suministrará con el acero adherido será solamente:

$$T_s = 425334 - 297600 = 127734 \text{ kg}$$

Y el área de acero adherido correspondientes es:

$$A_s = \frac{127734}{4200} = 30.42 \text{ cm}^2$$

El área de acero mínimo por temperatura que se requiere es:

$$A (\text{tem.}) = 0.003 (35) (145) = 15.23 \text{ cm}^2$$

En este caso rige las necesidades de resistencia. Para suministrar en acero solicitado se colocarán cuatro varillas del #6 (2.85 cm²) a lo largo de las contratrabes en el lecho superior y

en la sección de centro de claros se adicionarán cuatro varillas (bastón) del #8 (5.07 cm²) para completar el área de acero, teniendo un área de acero en la sección de apoyo central de:

$$(4)(2.85) + (4)(5.07) = 31.68 \text{ cm}^2$$

con un porcentaje final de acero de refuerzo adherido de:

$$p = \frac{17.1}{(35)(145)} = 0.0062$$

La ductilidad de la sección se revisa entre el concreto y el acero de refuerzo adherido, por medio de un análisis por compatibilidad de deformaciones. La profundidad del eje neutro de la sección es la siguiente:

$$c = \frac{145}{0.003 + 0.0021} (0.003) = 85.29 \text{ cm}$$

La profundidad del bloque equivalente de esfuerzos es:

$$a = 0.8 (85.29) = 68.23 \text{ cm}$$

La tensión o compresión del par resistente en estas condiciones de falla balanceada es:

$$C = T = 170 (35) (68.23) = 406000 \text{ kg}$$

La tensión total suministrada en el diseño de la sección es:

$$(4200) (31.68) + 297600 = 430656 \text{ kg}$$

En este caso se esta rebasando la capacidad del concreto por:

$$430656 - 406000 = 24656 \text{ kg}$$

sin embargo se considerará acero de refuerzo en la zona de compresión del concreto. El área de acero necesaria en este caso es:

$$24656/4200 = 5.87 \text{ cm}^2$$

El acero de refuerzo en compresión estará formado por dos varillas del #6, que son parte del refuerzo inferior de las contratrabes (4 varillas del #6). Por compatibilidad de deformaciones se refleja que el acero en compresión y el de tensión fluyen al alcanzar la resistencia y no es necesario adicionar más acero ya que es adecuada bajo una falla dúctil.

Diseño por fuerza cortante:

Estas secciones no se revisan por fuerza cortante debido a que estas fuerzas son mínimas o nulas en estos casos.

Sin embargo es necesario reforzar el concreto con acero para resistir los cambios volumétricos.

$$0.002 (100)(35) = 7 \text{ cm}^2$$
$$(0.71)(2)(100)/7 = 20 \text{ cm}$$

Por lo que se colocarán estribos sencillos del #3 en esta zona espaciados a 20 cm centro a centro para este fin.

Refuerzo adicional en las contratraves por cambios volumétricos.

En el sentido longitudinal de los costados del alma de las contratraves se colocará acero de refuerzo por cambios volumétricos en una cantidad igual a:

$$0.002(150)(35) = 10.5 \text{ cm}^2$$

Para este objetivo se utilizan varillas del #4 (1.27 cm²), y la separación que se tiene de esta varillas, considerando que este refuerzo se colocará en las dos caras, es:

$$\frac{2(1.27)(100)}{10.5} = 24 \text{ cm}$$

En cada cara del alma de las contratraves se colocarán 4 varillas del #4.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

6.1. Alcance.

En este capítulo se explica en forma general el procedimiento constructivo de el edificio para Estacionamiento Lago Muritz, haciendo énfasis en las operaciones para la colocación de los monotorones de preesfuerzo y la aplicación de la tensión en los cables para lograr el preesfuerzo de los elementos estructurales de concreto.

6.2. Antecedentes.

El Edificio de Estacionamiento, ubicado en la calle Lago Muritz esquina Laguna de Mayran (fig. 3.4.), consta de tres niveles y planta baja, y esta destinado a cubrir las necesidades de espacio para 391 cajones para coches chicos y 117 cajones para grandes, sumando un total de 508 cajones. El área de estacionamiento tiene forma rectangular con su sentido largo dirigido hacia el norte, su ancho total es de 28.50 m y su longitud media es de 98.80 m, en planta cubre 2815 m² ofreciendo un total de 11 260 m² con todos sus niveles. El ancho del edificio esta dividido en dos claros principales de 13.8 m cada uno, a ejes de columnas, para tener mayor amplitud para el uso destinado del edificio. La construcción se realizaría en el área ocupada por las techumbres de unas naves industriales desocupadas. Después de recibir la información complementaria de el proyecto de el edificio se iniciaron las actividades correspondientes al desmantelamiento de las techumbres y la instalación de los tapiales de protección para la obra e inicio formal de los trabajos para la el nuevo edificio.

6.3. Descripción del proyecto general.

El edificio para estacionamiento fue diseñado como una estructura de concreto con miembros colados in situ y preesforzados mediante monotorones postensados no adheridos. La cimentación esta formada por zapatas corridas de 3.00 m de ancho total en los ejes intermedios de la estructura y de 2.50 m en el perímetro. Sobre las zapatas se encuentran las contratraves de rigidez entre columnas. La profundidad de desplante es de 1.50m sobre terreno natural libre de rellenos. Las contratraves de cimentación en los ejes intermedios en el sentido transversal del edificio serán preesforzadas con 20 monotorones de 0.6" de diámetro, cada una, y trazas parabólicas de forma invertida.

La superestructura esta formada por columnas y trabes de concreto. Las columnas de los ejes laterales en el sentido longitudinal son de sección rectangular de 90 cm X 40 cm de sección, en los tres niveles, y las columnas intermedias son se sección circular con un diámetro de 75 cm. Las trabes intermedias en el sentido transversal son de sección T, y serán preesforzadas con 12 monotorones no adheridos de 0.5" de diámetro con trazas de forma parabólica, cada una.

El armado de acero de refuerzo y de preesfuerzo de estas trabes es tipo para todos los niveles. Las trabes de los ejes extremos, en el sentido transversal del edificio, son de sección L y no



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

tendrán preesfuerzo. Las traveses de sentido longitudinal del edificio son de sección rectangular y tampoco estarán preesforzadas. El armado de las traveses L y de las traveses rectangulares también es tipo para los tres niveles.

El sistema de piso es una configuración de losas de concreto reforzado, aligeradas a base de nervaduras postensadas en una sola dirección con una separación aproximada de 80.00 cm a ejes entre ellas. Las losas trabajan en la dirección larga del edificio, franqueando los claros de 9.20 y 7.00 m de entre-ejes.

Las rampas que unen los pisos son del mismo peralte que las losas de piso, pero su modulación contiene espacios entre nervaduras de 71 cm, a ejes, debido a la mayor carga muerta esperada.

Las nervaduras tienen una capa superior de concreto de 7 cm de espesor, y un peralte total de 25 cm, el preesfuerzo en ellas se suministrará con monotorones de 0.5" de diámetro.

Para formar las nervaduras del sistema de piso se usarán bloques de poliestireno de 15 cm de espesor por 60 cm de ancho y longitud variable. Con el fin de ocultar el poliestireno por la parte inferior de las losas se colocará una capa de concreto 2.5 cm de espesor entre cada nervadura, antes de colocar el bloque de poliestireno, y posteriormente se le coloca y se instala la malla de refuerzo de la capa superior de 7 cm. Finalmente se cuele el concreto para las nervaduras y la capa superior. Las losas para el sistema de piso son típicas y se repiten los mismos armados y número y posición de los torones de preesfuerzo.

6.4. Proyecto para la obra.

6.4.1. Generalidades.

El proyecto estructural para el estacionamiento se realizó a partir de los planos del conjunto y de los requerimientos arquitectónicos. La información del proyecto estructural (Planos CE-01, CE-01a, CE-02, E-01, E-01a, E-01b y E-02) para la ejecución de la obra para el edificio contenía la siguiente información:

1. Plantas del edificio con todos los elementos estructurales especificando a detalle la dimensiones y armados del acero de refuerzo y para la instalación de los torones de preesfuerzo acotados a cada metro.
2. Número y tipo de los cables, así como el perfil de los mismos.
3. Lista de los cables con numeración codificada.
4. Numeración de torones.
5. Alargamiento de cada cable.
6. Orden de colocación de los torones.
7. Posición de cada anclaje.

Adicionalmente en todos los planos estructurales se encontraban las notas sobre los materiales, sistema de preesfuerzo y recomendaciones para la construcción.

6.4.2. Notas generales.

1. Todas las acotaciones, paños fijos, ejes y niveles deberán verificarse con los planos arquitectónicos.

2. En los dibujos de los diferentes elementos estructurales rigen las acotaciones sobre las escalas.
3. Las acotaciones están en centímetros y los niveles en metros, excepto cuando se indique explícitamente en otras unidades.
4. El recubrimiento mínimo libre no será menor que el diámetro del refuerzo longitudinal ni de 1.5 cm en losas y dos centímetros en trabes; en el caso de usar paquetes de varillas será 1.5 veces el diámetro de la barra más gruesa.
5. De ninguna manera deberán modificarse las dimensiones de los armados de los miembros estructurales sin autorización por escrito de el corresponsable en seguridad estructural.

6.4.3. Materiales.

1. Se utilizará concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ clase 1.
2. El tamaño máximo del agregado grueso será de $\frac{3}{4}$ ".
3. Acero de refuerzo con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ en varillas del #3 en adelante y $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ en varillas del #2.
4. El acero de preesfuerzo utilizado será torones de siete hilos de 0.5" y 0.6" de diámetro, 270 KSI de baja relajación.

6.4.4. Refuerzo.

1. La separación libre entre barras paralelas no será menor que el diámetro nominal de la barra ni que 1.5 veces el tamaño máximo del agregado grueso.
2. La separación vertical libre entre lechos de varillas no será menor que el diámetro de las barras, ni que 2 cm.
3. No se podrá hacer paquetes de más de 2 barras salvo que se indique claramente otra cosa en los planos estructurales. Estos paquetes deberán quedar alojados en un ángulo de los estribos.
4. En trabes no se deberá soldar o acoplar más del 50 % del refuerzo longitudinal en una sola sección, la distancia entre secciones donde se realicen traslapes no será menor de 40 veces el diámetro de la barra más gruesa.

5. No deberán realizarse traslapes dentro de los nudos, ni en una distancia de dos peraltes medida a partir del paño del nudo.
6. La separación de los estribos se empezará a partir del paño de los apoyos colocando el primer estribo a la mitad de la separación indicada.
7. Las longitudes de anclaje recto y traslape para varillas corrugadas se especifican en la tabla de varillas.
8. Si no se hace otra indicación, todas las varillas terminadas en escuadras se anclaran en los elementos normales rematando a 180° el dobléz.
9. El anclaje de estribos y grapas se hará con un dobléz a 135° y 180° respectivamente, respetando los radios indicados en la tabla de varillas, seguido de un tramo recto de 10 diámetros.

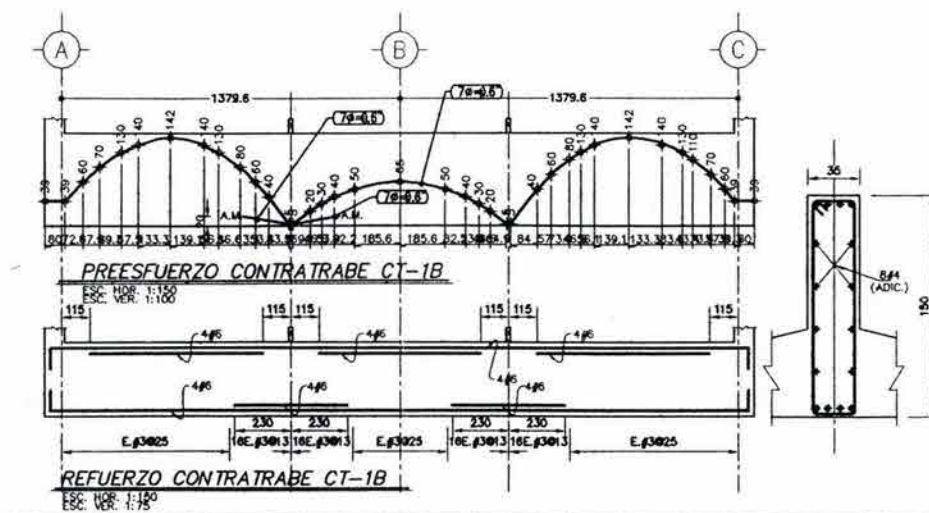
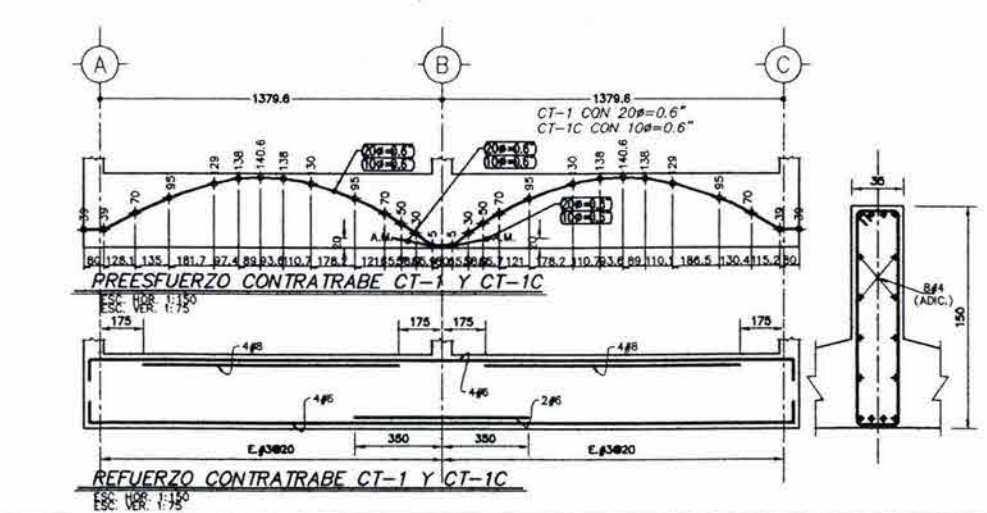
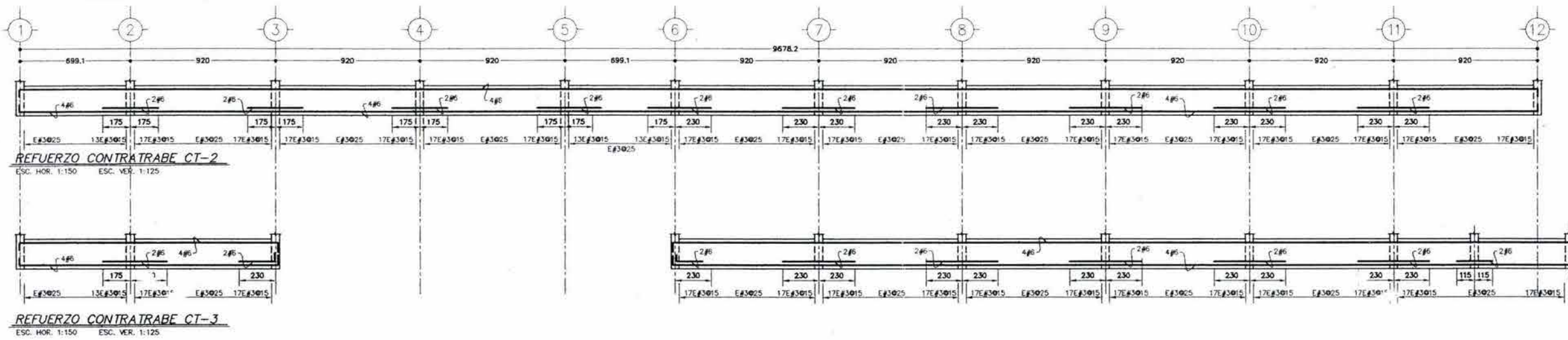
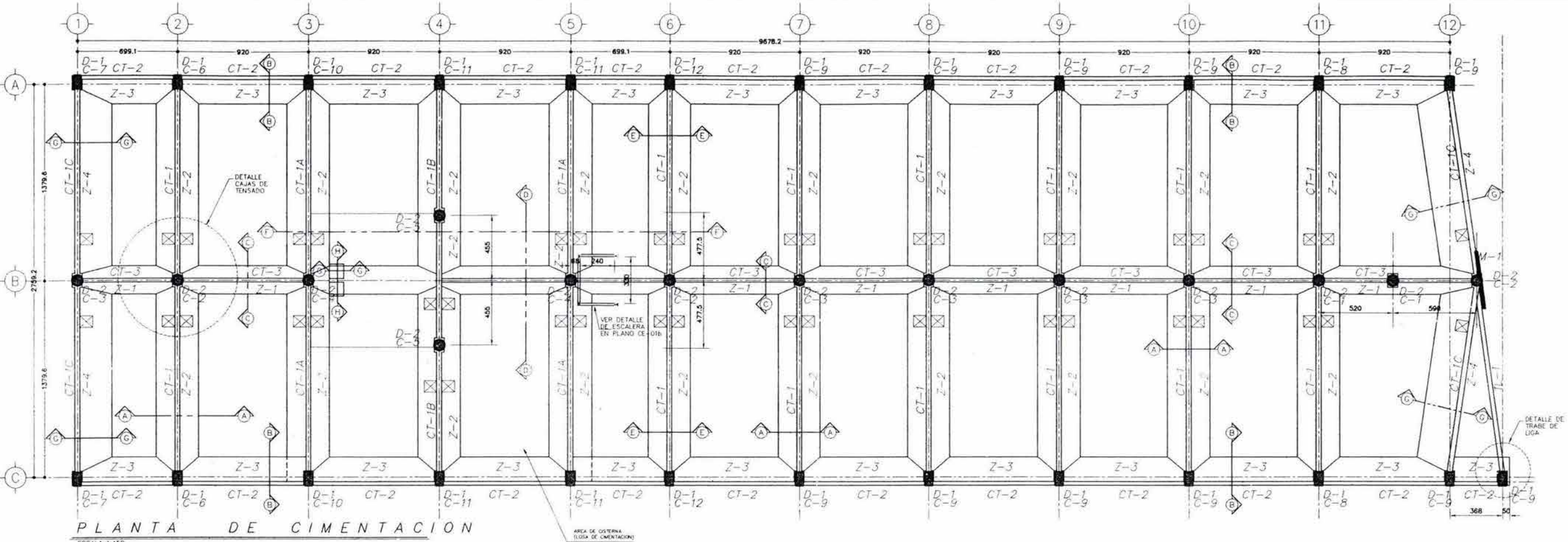
6.4.5. Notas de preesfuerzo.

1. Las losas no podrán ser perforadas o ranuradas debido al preesfuerzo. En caso de duda consultar con el corresponsable en seguridad estructural.
2. Se cimbraran las losas y permanecerán así hasta que se haya efectuado la etapa de preesfuerzo, cuando el concreto alcance una resistencia de $0.7 f'_c$, aproximadamente 72 horas después del colado.
3. El nivel inferior permanecerá apuntalado mientras se este cimbrando y colando el nivel en que se este trabajando. Los puntales sólo podrán ser retirados después de haber completado la etapa de preesfuerzo en este último.
4. Los pasos para tuberías deberán estar colocados antes de iniciar el colado, perfectamente fijos y nivelados. El contratista de instalación eléctrica tendrá personal antes y durante el colado para supervisar que no se muevan los incertos y que no falte ninguno.
5. Los anclajes vivos deberán protegerse para evitar la oxidación después de tensarse, antes de 20 días de aplicada la tensión.
6. Los huecos en forma de cono para tensar en los extremos de los cables deberán ser rellenados con mortero cemento-arena en proporción 1:4 con un aditivo estabilizador de volumen no ferroso.
7. Los manómetros de los equipos de preesfuerzo deberán estar certificados por algún laboratorio reconocido.

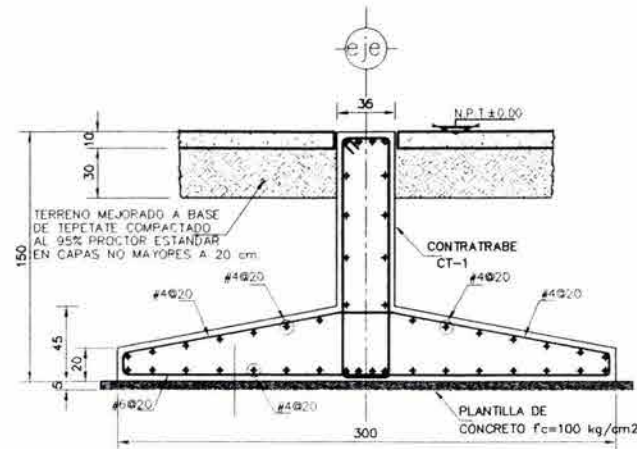
6.4.6. Planos estructurales.

Proyecto:

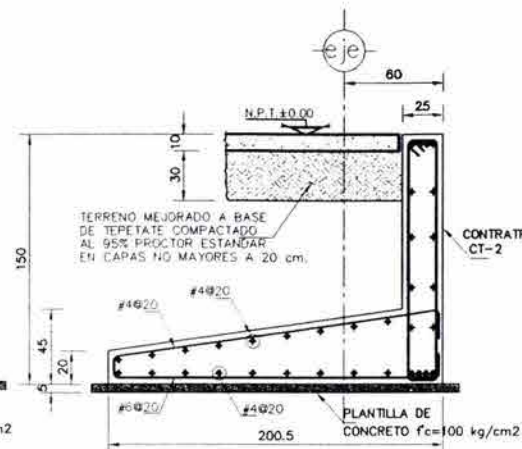
Estacionamiento Lago Muritz.



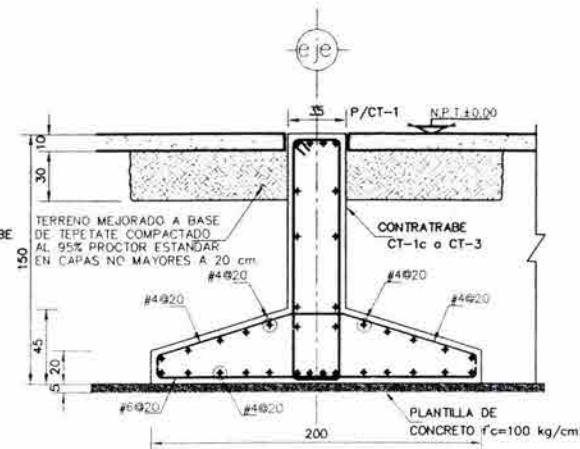
PROYECTO		ESTACIONAMIENTO LAGO MURITZ		CE-01
UBICACION		LAGO MURITZ, COL. ANAHUAC, MEXICO, D.F.		
PROPIETARIO		PLANTA DE CIMENTACION ARMADO, CORTES Y DETALLES		REVISION A
ESC. S/E	ACOT. CMS			



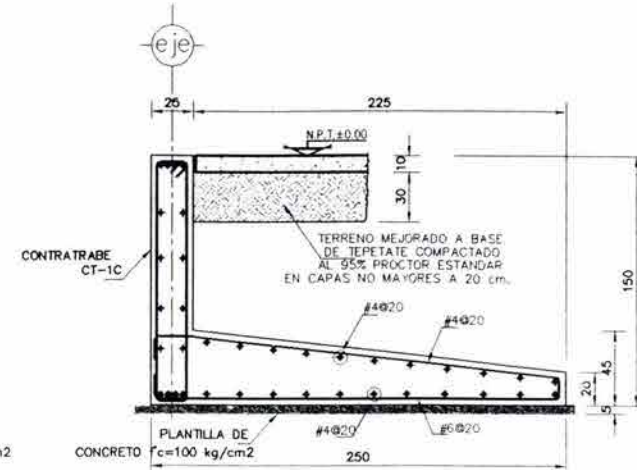
CORTE A-A
ESC. 1:25 (REFUERZO Z-2)



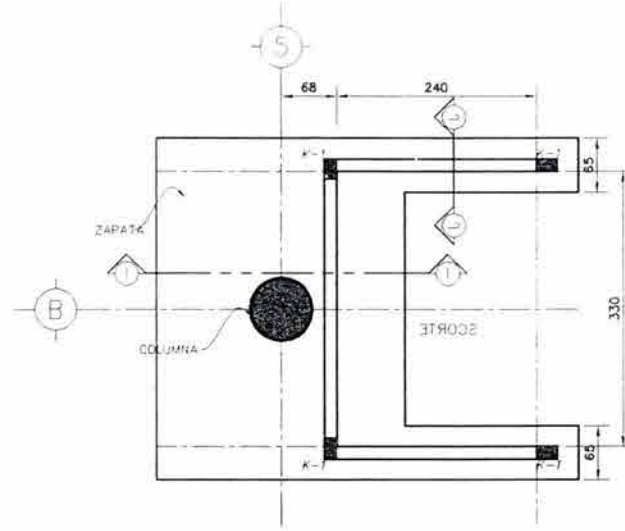
CORTE B-B
ESC. 1:25 (REFUERZO Z-3)



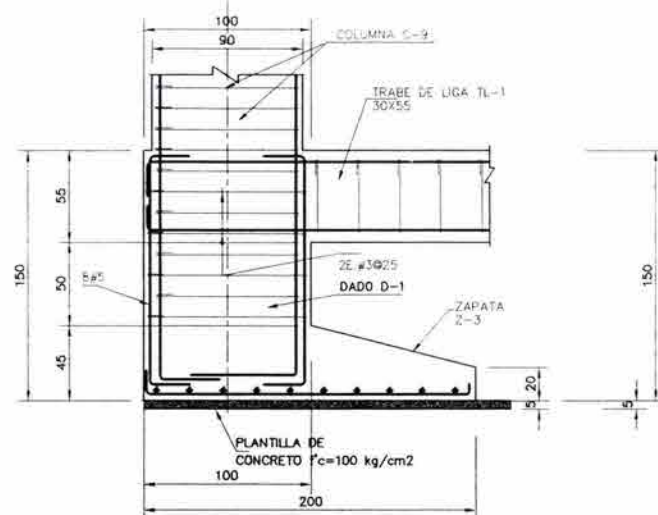
CORTE C-C
ESC. 1:25 (REFUERZO Z-1)



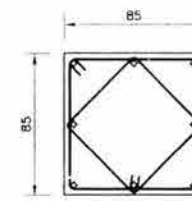
CORTE G-G
ESC. 1:25



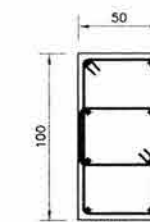
PLANTA DE ESCALERA, CIMENTACION
ESC. 1:50
(VER DETALLES DE REFUERZO DE RAMPA DE ESCALERAS EN PLANO CE-03)



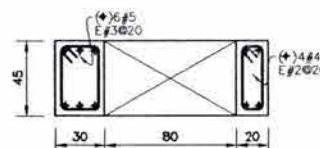
DETALLE TRABE DE LIGA
ESC. 1:25



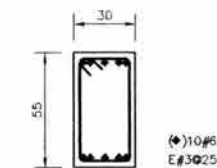
REFZO. DADO D-2
ESC. 1:25



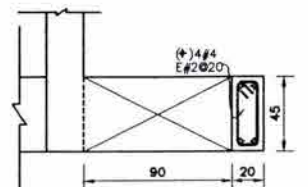
REFZO. DADO D-1
ESC. 1:25



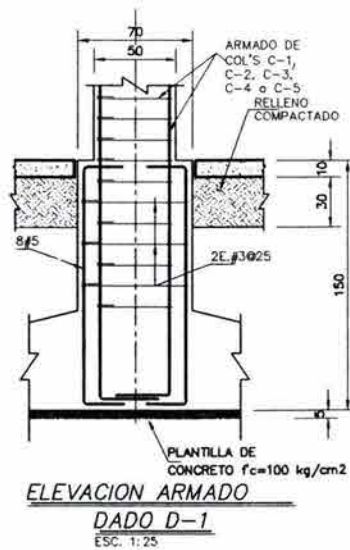
CORTE 1-1
ESC. 1:25



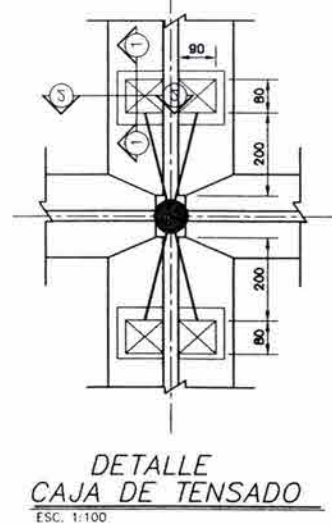
REFUERZO TRABE DE LIGA TL-1
ESC. 1:20



CORTE 2-2
ESC. 1:25



ELEVACION ARMADO DADO D-1
ESC. 1:25

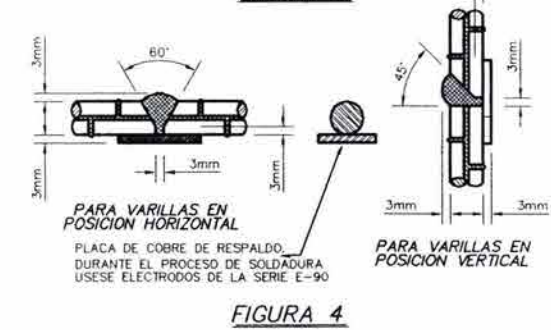
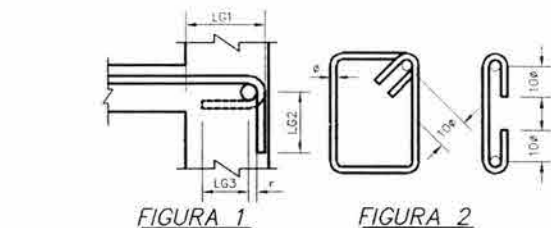


DETALLE CAJA DE TENSADO
ESC. 1:100

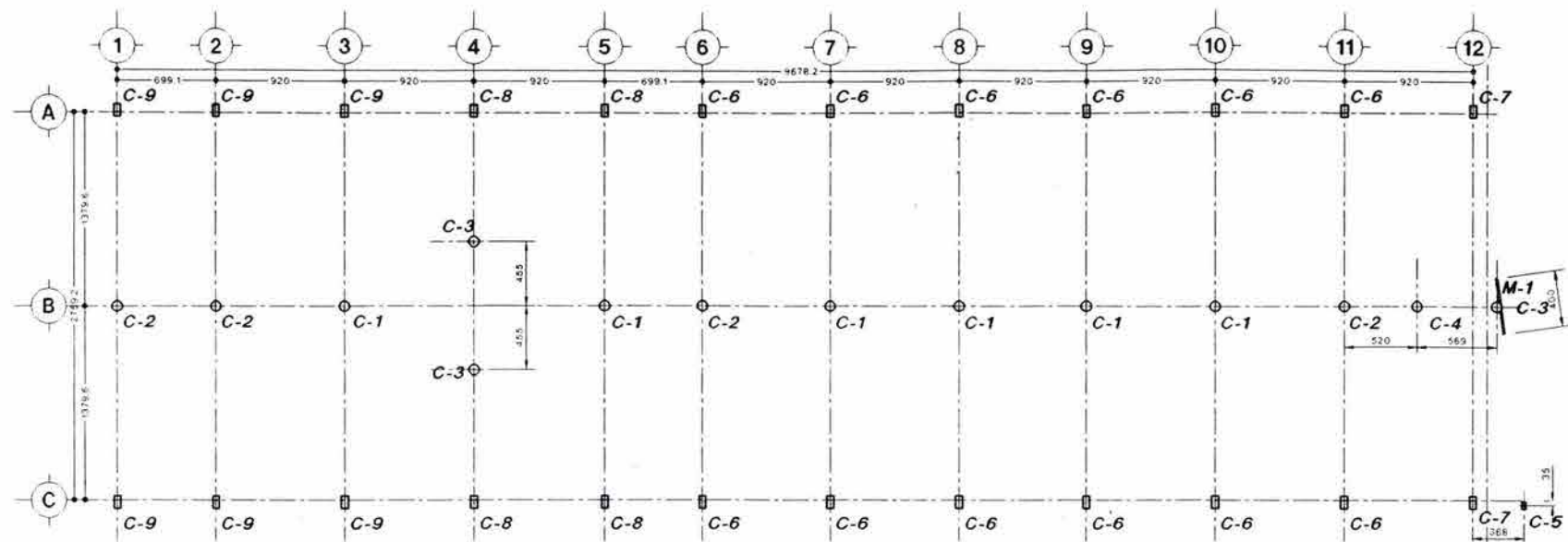
TABLA DE VARILLAS f'c=250 Kg/cm²

VARILLA No.	φ (cm)	As (cm ²)	LA1	LA2	LT1	LT2	LG1	LG2	LG3	r
2.5	0.79	0.49	30	30	30	40	20	10	5	4
3	0.95	0.71	30	35	35	50	20	15	5	4
4	1.27	1.27	35	45	50	65	30	15	5	6
5	1.59	1.98	40	60	60	80	35	20	10	7
6	1.91	2.85	50	70	70	100	40	25	10	9
8	2.54	5.07	85	115	110	150	55	30	10	11
10	3.18	7.92	130	180			65	40	15	14
12	3.81	11.40	185	255			80	50	15	17

LA1=LONGITUD DE ANCLAJE PARA VARILLAS CON MENOS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELLAS
 LA2=LONGITUD DE ANCLAJE PARA VARILLAS CON MAS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELLAS
 LT1=LONGITUD DE TRASLAPE PARA VARILLAS CON MENOS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELLAS
 LT2=LONGITUD DE TRASLAPE PARA VARILLAS CON MAS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELLAS



PROYECTO		ESTACIONAMIENTO LAGO MURITZ	
UBICACION		LAGO MURITZ, COL. ANAHUAC, MEXICO, D.F.	
PROPIETARIO		CE-01a	
ESC.		CIMENTACION	
ACOT.		CORTES Y DETALLES	
S/E		CMC	
REVISION		A	



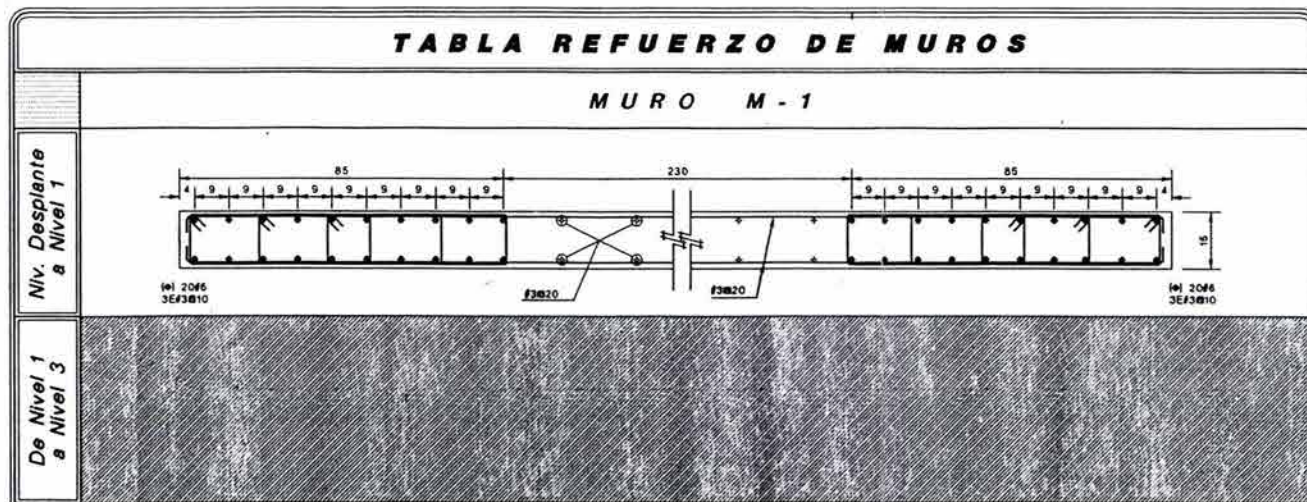
PLANTA DE UBICACION DE COLUMNAS
 ESCALA 1:250
 ACOTACIONES EN CENTIMETROS

TABLA REFUERZO DE COLUMNAS

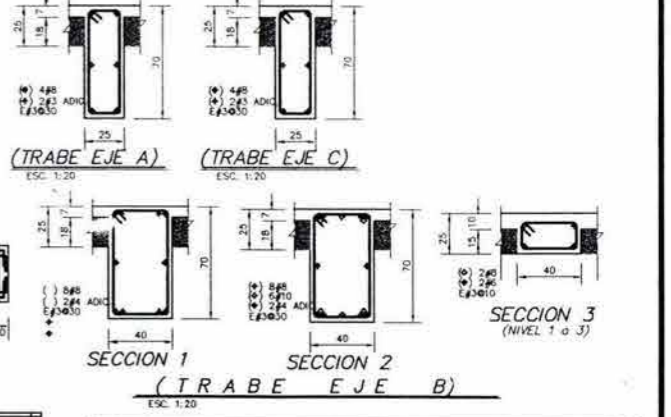
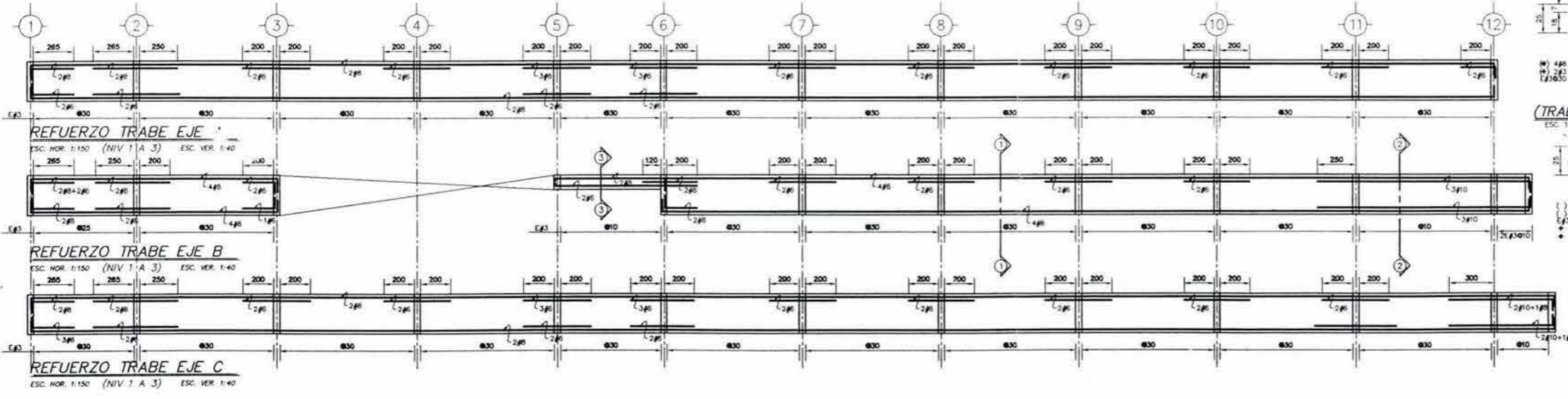
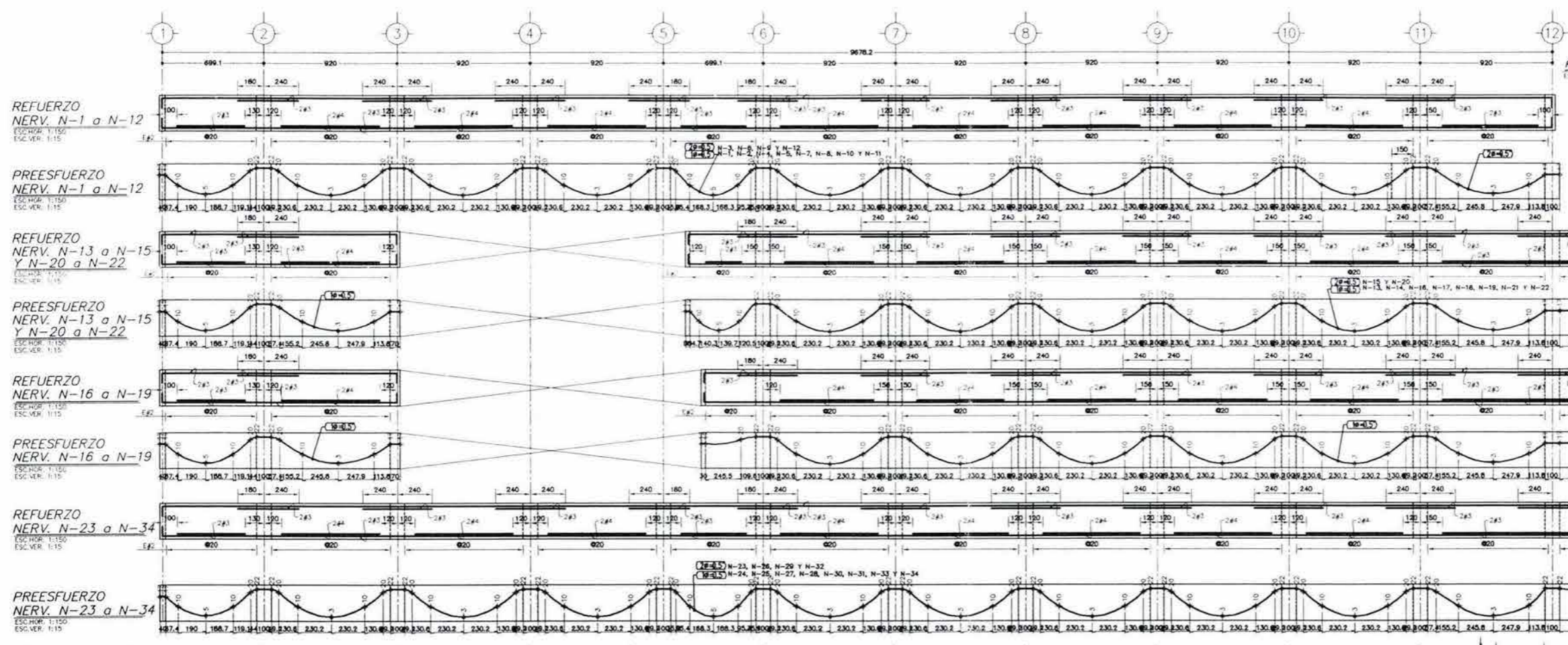
	COLUMNA C-1	COLUMNA C-2	COLUMNA C-3	COLUMNA C-4	COLUMNA C-5	COLUMNA C-6	COLUMNA C-7	COLUMNA C-8	COLUMNA C-9
Niv. Desplante a Nivel 1	<p>(*) 4#8 (*) 1#2#6 ZUNCHOS # 3 CON PASO 5 cm.</p>	<p>(*) 4#8 (*) 8#6 ZUNCHOS # 3 CON PASO 5 cm.</p>	<p>(*) 1#4#8 (*) 1#4#6 ZUNCHOS # 3 CON PASO 5 cm.</p>	<p>(*) 1#4#8 (*) 1#4#6 ZUNCHOS # 3 CON PASO 5 cm.</p>	<p>(*) 1#4#6 2#F3#15</p>	<p>(*) 1#4#8 (*) 1#2#6 3#F3#20</p>	<p>(*) 1#4#8 (*) 1#4#6 3#F3#20</p>	<p>(*) 1#4#8 (*) 1#4#6 3#F3#20</p>	<p>(*) 1#4#8 (*) 1#2#6 3#F3#20</p>
De Nivel 1 a Nivel 3	<p>(*) 1#4#6 ZUNCHOS # 3 CON PASO 5 cm.</p>	<p>(*) 1#4#6 ZUNCHOS # 3 CON PASO 5 cm.</p>	<p>(*) 1#4#6 ZUNCHOS # 3 CON PASO 5 cm.</p>	<p>(*) 1#4#8 (*) 1#4#6 ZUNCHOS # 3 CON PASO 5 cm.</p>	<p>(*) 1#4#6 2#F3#15</p>	<p>(*) 1#4#8 (*) 1#2#6 3#F3#20</p>	<p>(*) 1#4#8 (*) 1#4#6 3#F3#20</p>	<p>(*) 1#4#6 3#F3#20</p>	<p>(*) 1#4#8 (*) 1#2#6 3#F3#20</p>

TABLA REFUERZO DE MUROS

MURO M-1

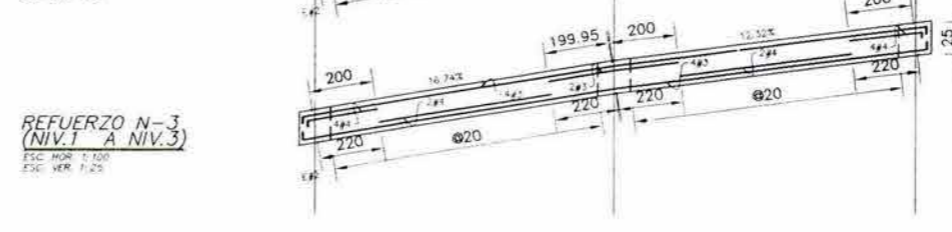
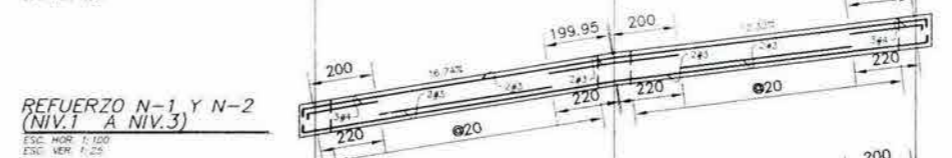
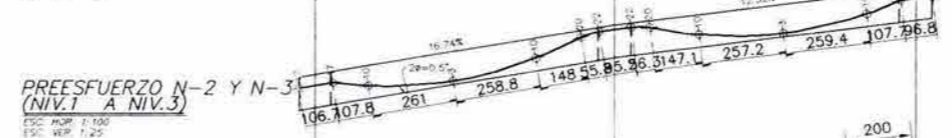
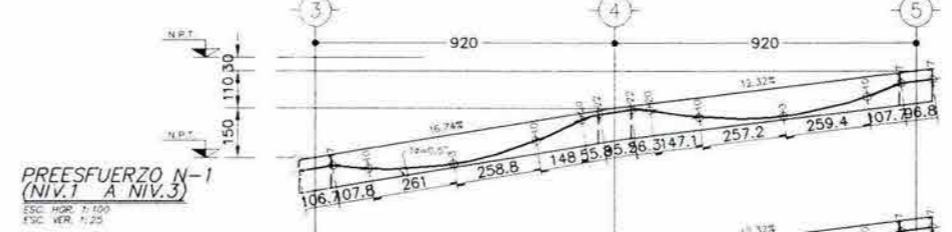
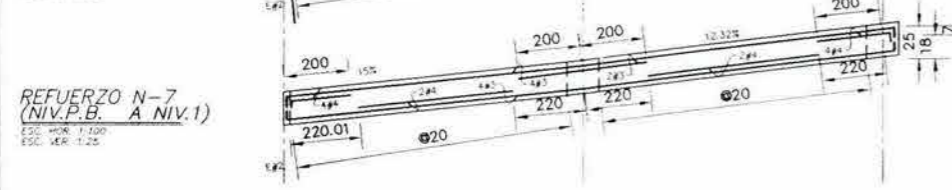
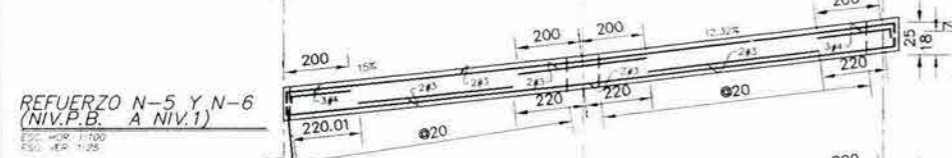
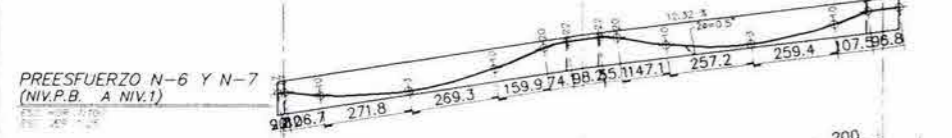
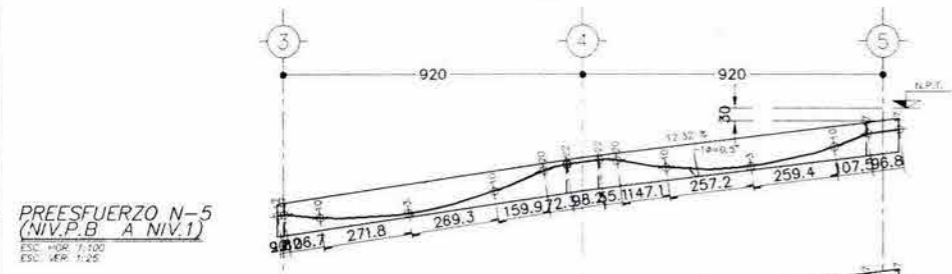
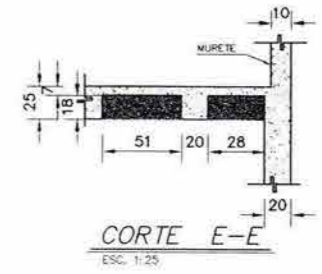
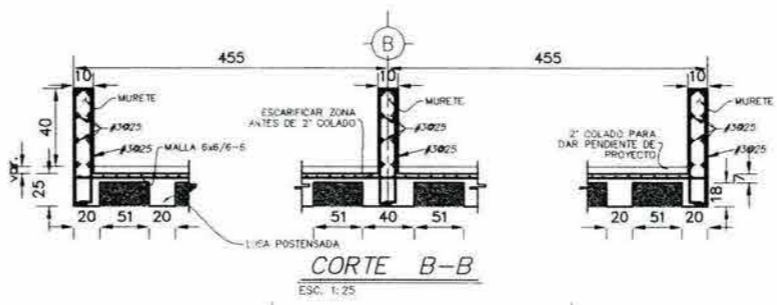
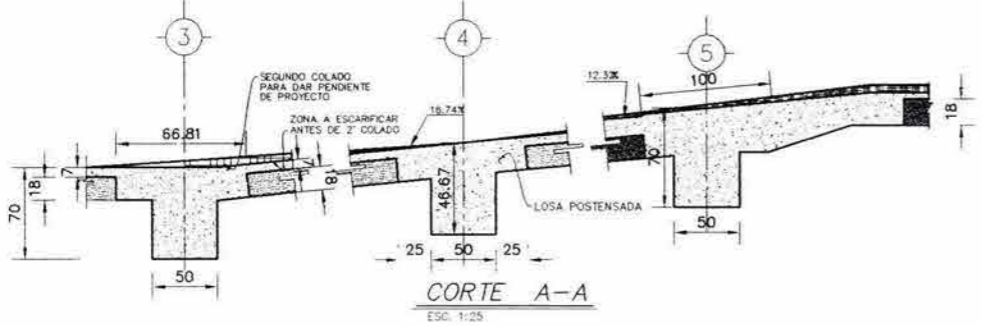
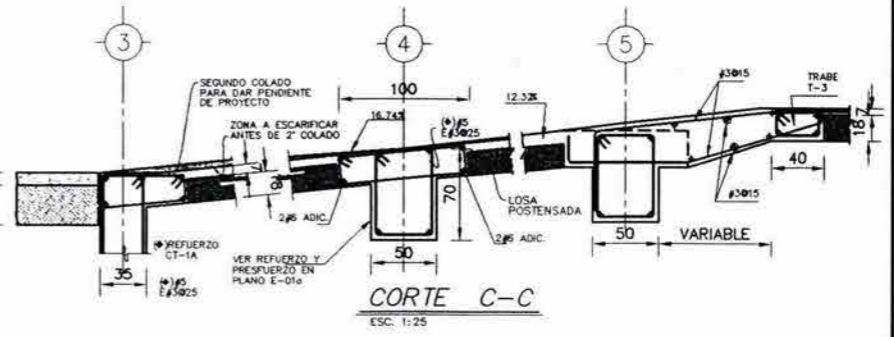
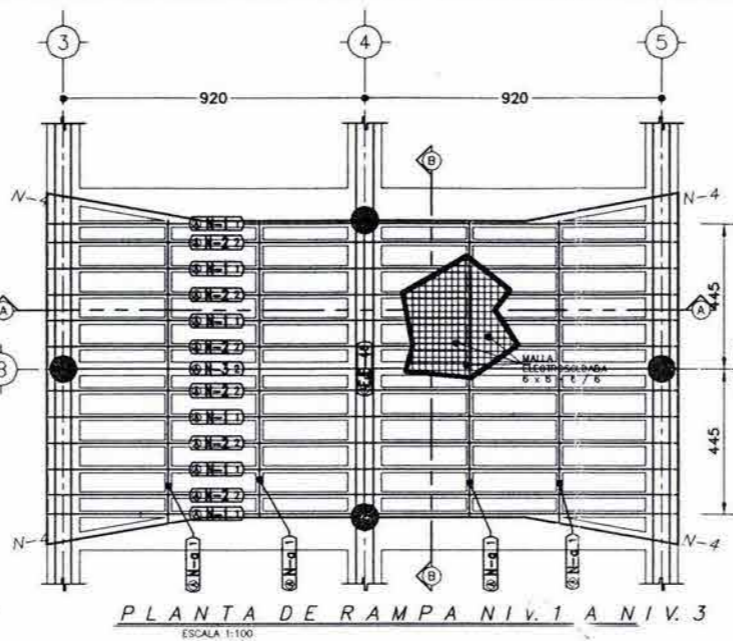
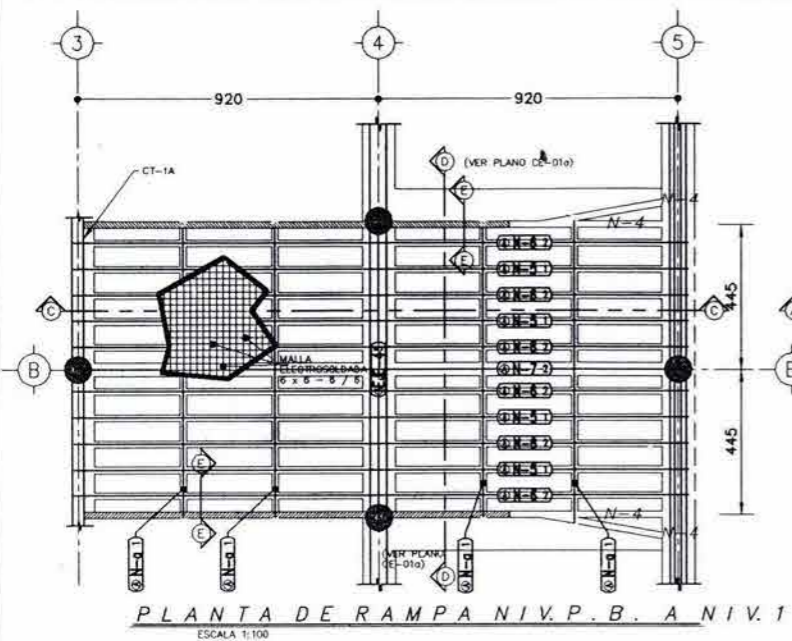


PROYECTO		ESTACIONAMIENTO LAGO MURITZ		CE-02
UBICACION		LAGO MURITZ, COL. ANAHUAC, MEXICO, D.F.		
PROPIETARIO		REFUERZO EN COLUMNAS Y MUROS		REVISION A
ESC.	ACOT.			
S/E	CMS			



PROYECTO		ESTACIONAMIENTO LAGO MURITZ	
UBICACION		LAGO MURITZ, COL. ANAHUAC, MEXICO, D.F.	
PROPIETARIO		REFUERZO Y PREESFUERZO DE NERVADURAS	
ESC.	ADOT.	REVISOR	
S/E	CMS	A	

E-01b



SIMBOLOGIA

(N-00)

● CANTIDAD DE TORONES
○ NUMERO DE LA NERVADURA O TRABE
○ DIAMETRO DEL CABLE
● = 0.5"
● = 0.6"

PROYECTO		ESTACIONAMIENTO LAGO MURITZ	
UBICACION		LAGO MURITZ, COL. ANAHUAC, MEXICO, D.F.	
PROPIETARIO		PLANTA DE RAMPAS CORTES Y DETALLES	
ESC.	ACOT.	E-02	REVISION A
S/E	CMS		

6.5. Criterios de tensado y cálculo de alargamientos y pérdidas por fricción en losas, trabes y contratrabes.

Los procedimientos de construcción están regidos básicamente por las operaciones de tensado de los monotorones debido a la continuidad de ellos en las nervaduras de las losas, trabes y contratrabes, y por la presencia de las fuerzas internas creadas por el preesfuerzo.

Los beneficios intrínsecos de esta forma de construcción son la liberación rápida de la cimbra de trabes y losas, sin necesidad de aditivos acelerantes en el concreto, y la agilización de los trabajos en los entresijos tipo.

En el caso de las nervaduras de las losas de pisos se estableció que el preesfuerzo se realizara en tres etapas para reducir las pérdidas de preesfuerzo por fricción y el acortamiento elástico en edades tempranas del concreto. Así se determinó parte del procedimiento constructivo para la estructura del estacionamiento. La construcción de las losas sería de norte hacia el sur realizando tres colados para completar la longitud total de 101.20 m del edificio.

La primera etapa comprende desde el eje 12 hasta 1.20 m después del eje 9. La distancia de 1.20 m es la correspondiente a la ubicación en donde la traza del tendón de preesfuerzo coincide con el centro de gravedad de la sección transversal de las nervaduras de concreto. La segunda etapa comprende desde 1.20 m después del eje 9 hasta 1.20 m después del eje 5; y la tercera etapa comprende desde 1.20 m después del eje 5 hasta el paño exterior de la trabe del eje 1.

En las nervaduras de las losas se utilizan torones continuos con la longitud total de 98 m y 102 m y el preesfuerzo en las dos etapas iniciales de cada losa se logra mediante anclas intermedias desde donde se tensa el torón para preesfuerzo de la etapa construida y se continua después con la siguiente etapa y finalmente se coloca una ancla desde donde se concluye el tensado de los torones para preesfuerzo.

En virtud de que no se podría tener acceso hacia las colindancias, para el preesfuerzo de las contratrabes de cimentación se ideó usar el método de tendones traslapados (fig. 1.19), aplicando la tensión en los torones desde el centro de la estructura y tomando como anclaje pasivo los puntos de ejes extremos, por lo que el tendón de preesfuerzo en este caso se dividió en dos y el procedimiento de tensado se realiza para cada claro de la contratrabe. En este caso el comportamiento final es como si el tendón fuese continuo.

En la aplicación del preesfuerzo en las contratrabes se consideran tres etapas de tensado que corresponden a la conclusión de la construcción de cada piso de la estructura, es decir que una parte de los torones del tendón de preesfuerzo se tensan en cada etapa en que se concluye la construcción de cada piso y empieza a actuar la carga muerta en la estructura que se equilibra con las fuerzas reactivas del preesfuerzo.

Con la primera losa construida se tensan 6 de los 20 torones del tendón de preesfuerzo; concluyendo la construcción de la segunda losa se tensan los siguientes 6 torones; y al terminar la construcción de la última losa se tensan los 8 torones restantes. Las contratrabes son preesforzadas de acuerdo al avance de la construcción y conforme se concluye cada etapa de

losa de piso. Cada torón de preesfuerzo en las contratraves se tensa en una sola operación y es anclado inmediatamente.

En el caso de las traves de la estructura se considera que la tensión en los monotorones se aplica desde uno de sus extremos y en una sola operación de tensado.

Cuando los cortes de colado de la construcción de las losas este a 1.20 m del eje de la trabe sólo se tensarán la mitad de los 12 torones de preesfuerzo debido a que el diseño del preesfuerzo en las traves considera que sobre ellas actúa el total de la carga muerta (peso propio y peso de la losa) y en este caso sólo actúa la mitad de esta carga, la correspondiente a la etapa calada. Se evitará sobrepreesforzar el concreto en estas condiciones y los torones restantes se tensarán en la siguiente etapa de colado cuando se tenga el total de carga muerta para equilibrar las reacciones de la fuerza total del preesfuerzo.

Con el fin de garantizar que la fuerza aplicada en los torones para preesfuerzo de los elementos estructurales es la adecuada se calcula el alargamiento correspondiente a la tensión para crear el preesfuerzo.

Para el sistema de monotorones de preesfuerzo sin adherencia, utilizado en este proyecto, se calculan los alargamientos y pérdidas de preesfuerzo por fricción para sólo un torón, aunque el tendón de preesfuerzo tenga dos ó más torones.

En los cálculos se aplicaron los siguientes coeficientes para determinar las pérdidas por fricción:

Coeficiente de curvatura secundaria: $K = 0.002 \text{ kg/kg/m}$.

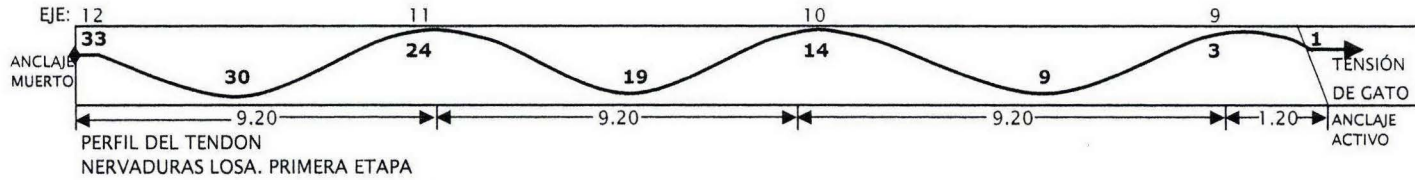
Coeficiente de curvatura: $u = 0.015$

En las 5 tablas de cálculo de alargamientos y pérdidas por fricción se presenta el porcentaje de perdidas calculado para las condiciones descritas y el alargamiento total de cada torón en cada condición.

En este cálculo se utilizan las formulas deducidas para cada traza de tendón de preesfuerzo para obtener las coordenadas de ubicación de cada punto del cálculo. Estos resultados se comparan en campo con el alargamiento real alcanzado con la fuerza del gato y la presión de la bomba para tensado para corroborar las fuerzas de preesfuerzo aplicadas a los elementos estructurales.

CÁLCULO DE ALARGAMIENTOS Y PÉRDIDAS POR FRICCIÓN

DATOS	
u =	0.15
K =	0.002
TENDON =	1 Ø 0.5"
Ap (cm²) =	0.99
F (kg) =	13 100
ELEMENTO:	LOSA
TENSADO:	1 EXTRE.
E (kg/cm²) =	1 969 000



PUNTO	TRAMO	LONG. HOR. (m)	COORDENADAS		INCREMENTOS		L (m)	R (m)	K Lx	(u Lx) / R	u Lx		COEF. REDUCTOR	COEF. DE TRAMO	LONGITUD DE CALCULO (m)
			X (cm)	Y (cm)	DX (cm)	DY (cm)					[K Lx + (-----) / R]	1 - [K Lx + (-----) / R]			
		0	25	16.60											
33	32,33	0.25	0	16.60	25	0.00	0.25	0.0	0.00050	0.00000	0.00050	0.99950	0.941	0.941	0.235
32	31,32	1.25	100	10.32	100	6.28	1.00	796.5	0.00200	0.00019	0.00219	0.99781	0.942	0.943	0.944
31	30,31	2.45	220	5.27	120	5.05	1.20	1425.8	0.00240	0.00013	0.00253	0.99747	0.944	0.945	1.135
30	29,30	3.65	340	2.93	120	2.34	1.20	3076.0	0.00240	0.00006	0.00246	0.99754	0.946	0.947	1.137
29	28,29	4.85	460	3.30	120	0.37	1.20	19541.3	0.00240	0.00001	0.00241	0.99759	0.948	0.949	1.139
28	27,28	6.05	580	6.38	120	3.08	1.20	2339.5	0.00240	0.00008	0.00248	0.99752	0.951	0.952	1.142
27	26,27	7.25	700	12.16	120	5.79	1.20	1244.2	0.00240	0.00014	0.00255	0.99745	0.953	0.954	1.146
26	25,26	8.45	820	20.66	120	8.50	1.20	847.5	0.00241	0.00021	0.00262	0.99738	0.955	0.957	1.151
25	24,25	8.65	840	22.00	20	1.34	0.20	149.3	0.00040	0.00020	0.00060	0.99940	0.958	0.958	0.192
24	23,24	9.2	895	22.00	55	0.00	0.55	0.0	0.00110	0.00000	0.00110	0.99890	0.958	0.959	0.527
23	22,23	9.45	0	22.00	25	0.00	0.25	0.0	0.00050	0.00000	0.00050	0.99950	0.960	0.960	0.240
22	21,22	9.75	30	22.00	30	0.00	0.30	0.0	0.00060	0.00000	0.00060	0.99940	0.960	0.960	0.288
21	20,21	10.95	150	12.44	120	9.56	1.20	0.0	0.00241	0.00000	0.00241	0.99759	0.961	0.962	1.158
20	19,20	12.15	270	6.17	120	6.28	1.20	1146.8	0.00240	0.00016	0.00256	0.99744	0.963	0.964	1.159
19	18,19	13.35	390	3.24	120	2.93	1.20	2457.5	0.00240	0.00007	0.00247	0.99753	0.965	0.967	1.160
18	17,18	14.55	510	3.65	120	0.42	1.20	17202.3	0.00240	0.00001	0.00241	0.99759	0.968	0.969	1.163
17	16,17	15.75	630	7.42	120	3.77	1.20	1911.4	0.00240	0.00009	0.00250	0.99750	0.970	0.971	1.166
16	15,16	16.95	750	14.54	120	7.12	1.20	1011.9	0.00240	0.00018	0.00258	0.99742	0.973	0.974	1.171
15	14,15	17.85	840	22.00	90	7.46	0.90	542.6	0.00181	0.00025	0.00206	0.99794	0.975	0.976	0.881
14	13,14	18.4	895	22.00	55	0.00	0.55	0.0	0.00110	0.00000	0.00110	0.99890	0.977	0.978	0.538
13	12,13	18.65	0	22.00	25	0.00	0.25	0.0	0.00050	0.00000	0.00050	0.99950	0.978	0.978	0.245
12	11,12	18.95	30	22.00	30	0.00	0.30	0.0	0.00060	0.00000	0.00060	0.99940	0.979	0.979	0.294
11	10,11	20.15	150	12.44	120	9.56	1.20	753.4	0.00241	0.00024	0.00265	0.99735	0.979	0.981	1.180
10	9,10	21.35	270	6.17	120	6.28	1.20	1146.8	0.00240	0.00016	0.00256	0.99744	0.982	0.983	1.181
9	8,9	22.55	390	3.24	120	2.93	1.20	2457.5	0.00240	0.00007	0.00247	0.99753	0.984	0.986	1.183
8	7,8	23.75	510	3.65	120	0.42	1.20	17202.3	0.00240	0.00001	0.00241	0.99759	0.987	0.988	1.186
7	6,7	24.95	630	7.42	120	3.77	1.20	1911.4	0.00240	0.00009	0.00250	0.99750	0.989	0.990	1.189
6	5,6	26.15	750	14.54	120	7.12	1.20	1011.9	0.00240	0.00018	0.00258	0.99742	0.992	0.993	1.194
5	4,5	27.05	840	22.00	90	7.46	0.90	542.6	0.00181	0.00025	0.00206	0.99794	0.994	0.995	0.899
4	3,4	27.6	895	22.00	55	0.00	0.55	0.0	0.00110	0.00000	0.00110	0.99890	0.996	0.997	0.548
3	2,3	27.85	0	22.00	25	0.00	0.25	0.0	0.00050	0.00000	0.00050	0.99950	0.997	0.998	0.249
2	1,2	28.15	30	22.00	30	0.00	0.30	0.0	0.00060	0.00000	0.00060	0.99940	0.998	0.998	0.299
1		28.8	95	16.44	65	5.56	0.65	380.0	0.00130	0.00026	0.00156	0.99844	0.998	0.999	0.652

LONGITUD HOR. : 28.80 m

LONGITUD REAL: 28.83 m

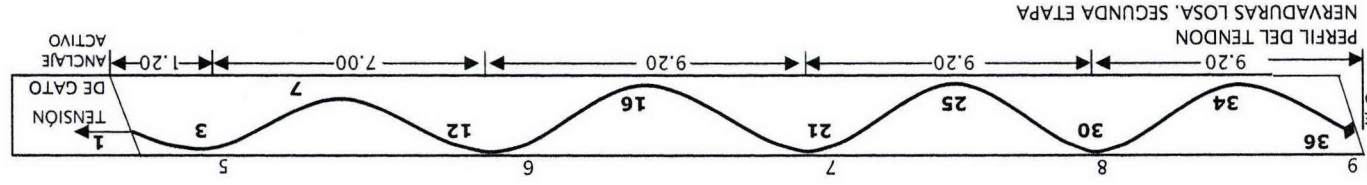
LONGITUD CALCULADA (m): 27.972

ALARGAMINETO CALCULADO (cm) = $\frac{P L}{A E}$ = 18.798

PORCENTAJE DE PÉRDIDAS POR FRICCIÓN CALCULADO (%) = 2.991

497

DATOS	
u =	0,15
K =	0,002
TENDON =	1 Φ 0,5"
Ap (cm ²) =	0,99
F (kg) =	13 100
ELEMENTO: LOSA	
TENSADO: 1 EXTRE.	
E (kg/cm ²) =	1 969 000



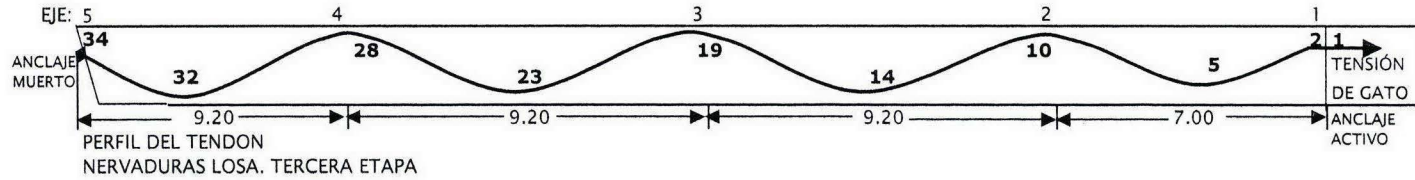
CALCULO DE ALARGAMIENTOS Y PÉRDIDAS POR FRICIÓN

PUNTO	TRAMO	LONG. HOR. (m)	COORDENADAS			INCREMENTOS			L (m)	R (m)	K Lx	(u Lx) / R	u Lx [K Lx + (-----)]	u Lx [K Lx + (-----)]	COEF. REDUCTOR	COEF. DE LONGITUD DE TRAMO	CALCULO (m)
			X (cm)	Y (cm)	DY (cm)	DX (cm)											
1		63,4															
2		62,75															
3		62,45															
4		62,2															
5		61,7															
6		60,5															
7		59,3															
8		58,1															
9		56,9															
10		55,7															
11		55,45															
12		55,2															
13		54,65															
14		54,05															
15		52,55															
16		51,05															
17		49,55															
18		48,05															
19		46,55															
20		46,25															
21		46															
22		45,45															
23		44,85															
24		43,35															
25		41,85															
26		40,35															
27		38,85															
28		37,35															
29		37,05															
30		36,8															
31		36,25															
32		35,8															
33		34,3															
34		32,8															
35		31,3															
36		29,8															

LONGITUD HOR.: 34,60 m
LONGITUD REAL: 34,65 m
LONGITUD CALCULADA (m): 33,421 m
ALARGAMINETO CALCULADO (cm) = [-----] = 22,460
PORCENTAJE DE PÉRDIDAS POR FRICIÓN CALCULADO (%) = 3,538

CÁLCULO DE ALARGAMIENTOS Y PÉRDIDAS POR FRICCIÓN

DATOS	
u =	0.15
K =	0.002
TENDON =	1 Ø 0.5"
Ap (cm²) =	0.99
F (kg) =	13 100
ELEMENTO:	LOSA
TENSADO:	1 EXTRE.
E (kg/cm²) =	1 969 000



PUNTO	TRAMO	LONG. HOR. (m)	COORDENADAS		INCREMENTOS		L (m)	R (m)	K Lx	(u Lx) / R	u Lx	u Lx	COEF. REDUCTOR	COEF. DE TRAMO	LONGITUD DE CALCULO (m)
			X (cm)	Y (cm)	DX (cm)	DY (cm)					[K Lx + (-----) / R]	1 - [K Lx + (-----) / R]			
		63.4	95	16.44											
34	33,34	64.4	195	9.70	100	6.74	1.00	0.0	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	0.933	0.933	0.936
33	32,33	65.9	345	3.94	150	5.76	1.50	1954.8	0.00300	0.00012	0.00312	0.99688	0.934	0.936	1.405
32	31,32	67.4	495	3.42	150	0.52	1.50	21502.8	0.00300	0.00001	0.00301	0.99699	0.937	0.939	1.408
31	30,31	68.9	645	8.13	150	4.71	1.50	2389.2	0.00300	0.00009	0.00310	0.99690	0.940	0.942	1.413
30	29,30	70.4	795	18.07	150	9.94	1.50	1131.7	0.00301	0.00020	0.00321	0.99679	0.943	0.945	1.420
29	28,29	70.85	840	22.00	45	3.93	0.45	257.5	0.00090	0.00026	0.00117	0.99883	0.946	0.947	0.428
28	27,28	71.4	895	22.00	55	0.00	0.55	0.0	0.00110	0.00000	0.00110	0.99890	0.947	0.948	0.521
27	26,27	71.65	0	22.00	25	0.00	0.25	0.0	0.00050	0.00000	0.00050	0.99950	0.948	0.948	0.237
26	25,26	71.95	30	22.00	30	0.00	0.30	0.0	0.00060	0.00000	0.00060	0.99940	0.949	0.949	0.285
25	24,25	73.45	180	10.56	150	11.44	1.50	983.4	0.00301	0.00023	0.00324	0.99676	0.949	0.951	1.430
24	23,24	74.95	330	4.28	150	6.28	1.50	0.0	0.00300	0.00000	0.00300	0.99700	0.952	0.954	1.432
23	22,23	76.45	480	3.24	150	1.05	1.50	0.0	0.00300	0.00000	0.00300	0.99700	0.955	0.957	1.435
22	21,22	77.95	630	7.42	150	4.19	1.50	0.0	0.00300	0.00000	0.00300	0.99700	0.958	0.960	1.440
21	20,21	79.45	780	16.84	150	9.42	1.50	1194.6	0.00301	0.00019	0.00319	0.99681	0.961	0.963	1.447
20	19,20	80.05	840	22.00	60	5.16	0.60	348.7	0.00120	0.00026	0.00146	0.99854	0.964	0.965	0.581
19	18,19	80.6	895	22.00	55	0.00	0.55	0.0	0.00110	0.00000	0.00110	0.99890	0.966	0.966	0.531
18	17,18	80.85	0	22.00	25	0.00	0.25	0.0	0.00050	0.00000	0.00050	0.99950	0.967	0.967	0.242
17	16,17	81.15	30	22.00	30	0.00	0.30	0.0	0.00060	0.00000	0.00060	0.99940	0.967	0.967	0.290
16	15,16	82.65	180	10.56	150	11.44	1.50	983.4	0.00301	0.00023	0.00324	0.99676	0.968	0.969	1.458
15	14,15	84.15	330	4.28	150	6.28	1.50	1791.9	0.00300	0.00013	0.00313	0.99687	0.971	0.972	1.460
14	13,14	85.65	480	3.24	150	1.05	1.50	10751.4	0.00300	0.00002	0.00302	0.99698	0.974	0.975	1.463
13	12,13	87.15	630	7.42	150	4.19	1.50	0.0	0.00300	0.00000	0.00300	0.99700	0.977	0.978	1.468
12	11,12	88.65	780	16.84	150	9.42	1.50	0.0	0.00301	0.00000	0.00301	0.99699	0.980	0.981	1.475
11	10,11	89.25	840	22.00	60	5.16	0.60	0.0	0.00120	0.00000	0.00120	0.99880	0.983	0.983	0.592
10	9,10	89.8	895	22.00	55	0.00	0.55	0.0	0.00110	0.00000	0.00110	0.99890	0.984	0.984	0.541
9	8,9	90.05	0	22.00	25	0.00	0.25	0.0	0.00050	0.00000	0.00050	0.99950	0.985	0.985	0.246
8	7,8	90.33	28	22.00	28	0.00	0.28	0.0	0.00056	0.00000	0.00056	0.99944	0.985	0.986	0.276
7	6,7	91.53	148	11.97	120	10.03	1.20	718.1	0.00241	0.00025	0.00266	0.99734	0.986	0.987	1.189
6	5,6	92.73	268	6.22	120	5.75	1.20	1251.9	0.00240	0.00014	0.00255	0.99745	0.989	0.990	1.189
5	4,5	93.93	388	4.78	120	-1.44	1.20	0.0	0.00240	0.00000	0.00240	0.99760	0.991	0.992	1.191
4	3,4	95.13	508	7.64	120	2.87	1.20	2513.1	0.00240	0.00007	0.00247	0.99753	0.994	0.995	1.194
3	2,3	96.33	628	14.82	120	7.17	1.20	1003.8	0.00240	0.00018	0.00258	0.99742	0.996	0.997	1.199
2	1,2	96.55	650	16.60	22	1.78	0.22	0.0	0.00044	0.00000	0.00044	0.99956	0.999	0.999	0.220
1		97.05	700	16.60	50	0.00	0.50	0.0	0.00100	0.00000	0.00100	0.99900	0.999	1.000	0.500

LONGITUD HOR. : m

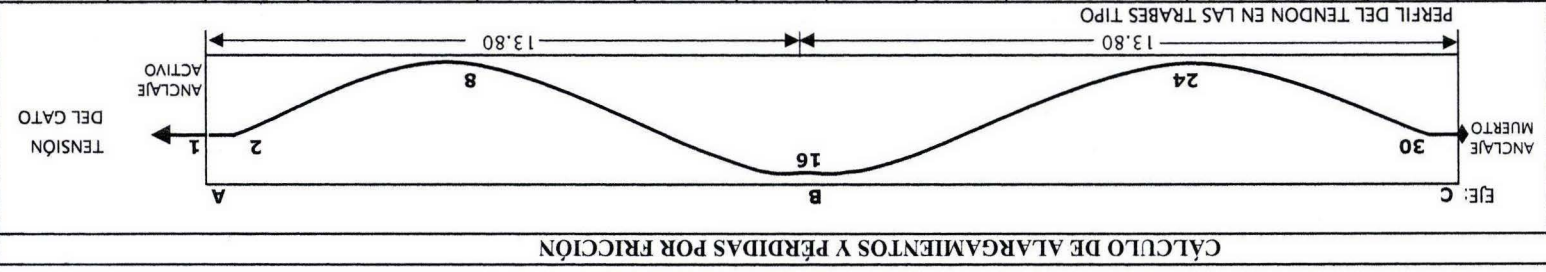
LONGITUD REAL: m

LONGITUD CALCULADA (m):

ALARGAMINETO CALCULADO (cm) = $\frac{P \cdot L}{A \cdot E}$ =

PORCENTAJE DE PÉRDIDAS POR FRICCIÓN CALCULADO (%) =

DATOS	
u =	0.15
K =	0.002
TENDON =	1 Φ 0.5"
Ap (cm ²) =	0.99
F (kg) =	13 100
ELEMENTO:	TRABES
TENSADO:	1 EXTRE.
E (kg/cm ²) =	1 969 000



CALCULO DE ALARGAMIENTOS Y PERDIDAS POR FRICCIÓN

PUNTO	TRAMO	HOR.	COORDENADAS			INCREMENTOS			L	R	K	Lx	u Lx / R	K Lx + (-----)	u Lx	R	REDUCTOR	TRAMO	CALCULO (m)	COEF. DE LONGITUD DE	COEF.	
			X	Y	DY	DX																
1																						
2																						
3																						
4																						
5																						
6																						
7																						
8																						
9																						
10																						
11																						
12																						
13																						
14																						
15																						
16																						
17																						
18																						
19																						
20																						
21																						
22																						
23																						
24																						
25																						
26																						
27																						
28																						
29																						
30																						

LONGITUD HOR.: 28.50 m

LONGITUD REAL: 28.61 m

LONGITUD CALCULADA (m): 27.764

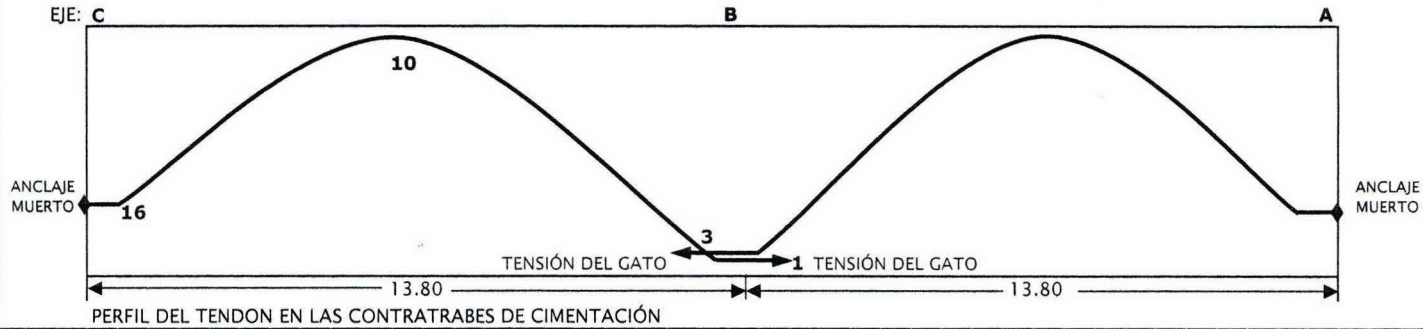
ALARGAMINETO CALCULADO (cm) = [-----] = 18.658

A E

PORCENTAJE DE PÉRDIDAS POR FRICCIÓN CALCULADO (%) = 2.967

CÁLCULO DE ALARGAMIENTOS Y PÉRDIDAS POR FRICCIÓN

DATOS	
u =	0.15
K =	0.002
TENDON =	1 Φ 0.6"
Ap (cm ²) =	1.41
F (kg) =	18 600
ELEMENTO:	
CONTRATRABE	
TENSADO:	1 EXTRE.
E (kg/cm ²) =	1 969 000



PUNTO	TRAMO	LONG. HOR. (m)	COORDENADAS		INCREMENTOS		L (m)	R (m)	K Lx	(u Lx) / R	u Lx	u Lx	COEF. REDUCTOR	COEF. DE TRAMO	LONGITUD DE CALCULO (m)
			X (cm)	Y (cm)	DX (cm)	DY (cm)					[K Lx + (-----) / R]	1 - [K Lx + (-----) / R]			
		0.00	90.0	39.00											
16	15,16	0.90	0.0	39.00	90	0.00	0.90	0.0	0.00180	0.00000	0.00180	0.99820	0.964	0.965	0.868
15	14,15	1.90	100.0	69.95	100	30.95	1.05	161.5	0.00209	0.00097	0.00307	0.99693	0.966	0.967	1.012
14	13,14	2.90	200.0	95.30	100	25.35	1.03	197.3	0.00206	0.00078	0.00285	0.99715	0.968	0.970	1.001
13	12,13	3.90	300.0	115.04	100	19.74	1.02	253.3	0.00204	0.00060	0.00264	0.99736	0.971	0.973	0.991
12	11,12	4.90	400.0	129.17	100	14.13	1.01	353.8	0.00202	0.00043	0.00245	0.99755	0.974	0.975	0.985
11	10,11	5.90	500.0	137.69	100	8.52	1.00	586.6	0.00201	0.00026	0.00226	0.99774	0.976	0.977	0.981
10	9,10	6.90	600.0	140.61	100	2.92	1.00	1714.2	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	0.978	0.979	0.980
9	8,9	7.90	700.0	137.92	100	2.69	1.00	1858.4	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	0.980	0.981	0.982
8	7,8	8.90	800.0	129.62	100	8.30	1.00	602.6	0.00201	0.00000	0.00201	0.99799	0.982	0.983	0.987
7	6,7	9.90	900.0	115.72	100	13.91	1.01	359.6	0.00202	0.00042	0.00244	0.99756	0.984	0.986	0.995
6	5,6	10.90	1000.0	96.21	100	19.51	1.02	256.2	0.00204	0.00000	0.00204	0.99796	0.987	0.988	1.006
5	4,5	11.90	1100.0	71.09	100	25.12	1.03	199.0	0.00206	0.00000	0.00206	0.99794	0.989	0.990	1.021
4	3,4	12.90	1200.0	40.36	100	30.73	1.05	162.7	0.00209	0.00000	0.00209	0.99791	0.991	0.992	1.038
3	2,3	13.88	1297.5	5.00	97.5	35.36	1.04	134.4	0.00207	0.00116	0.00323	0.99677	0.993	0.994	1.031
2	1,2	14.63	75.0	5.00	75.0	0.00	0.75	0.0	0.00150	0.00000	0.00150	0.99850	0.996	0.997	0.748
1		15.83	120.0	5.00	120.0	0.00	1.20	0.0	0.00240	0.00000	0.00240	0.99760	0.998	0.999	1.199
													1.000		

LONGITUD HOR. : m
CLARO IZQUIERDO

LONGITUD REAL: m

LONGITUD CALCULADA (m):

ALARGAMINETO CALCULADO (cm) = $\frac{P \cdot L}{A \cdot E}$ =

PORCENTAJE DE PÉRDIDAS POR FRICCIÓN CALCULADO (%) =

NOTA: EL CLARO DERECHO ES SIMETRICO AL CLARO IZQUIERDO, Y TENDRÁ EL MISMO ALARGAMIENTO

6.6. Procedimiento constructivo general.

6.6.1. Estrategia de construcción y programa de obra.

La construcción para el edificio de estacionamiento se realiza de acuerdo a las indicaciones para las etapas de tensado de los torones de preesfuerzo. Con el criterio establecido para la secuencia de los colados de las losas de pisos el inicio de la construcción es en el lado norte y se avanza hacia el lado sur del predio.

Para esta obra se idea un ciclo constructivo consecutivo y simultaneo en el cual se inicia el avance en la cimentación, al menos hasta llegar a la mitad de la estructura. Mientras se continua avanzando con la cimentación se inician las etapas de columnas para el piso de planta baja, iniciándose desde el mismo lado norte. Concluyendo las columnas de la primera etapa en planta baja se inicia con la cimbra para las trabes y losas de primer nivel.

Los trabajos de cimentación están en su ultima etapa y las columnas de planta baja en su etapa intermedia. Al concluirse la ultima etapa de cimentación se ha colado la primera etapa de la losa de planta baja y se realiza el preesfuerzo de esta porción de trabes, losa y contratrabes. Se continua con la cimbra para la losa y trabes de primer nivel mientras se concluyen las columnas de planta baja. Al concluir las columnas de planta baja se cuele la segunda etapa de la losa de primer nivel y se realiza el preesfuerzo de esta etapa de losa. Al concluir el tensado de la segunda etapa de la losa de planta baja se han iniciado las columnas de primer nivel y se continua con la cimbra para la tercera etapa de la losa y trabes de primer nivel. Cuando se cuele la losa de la tercera etapa de primer nivel se ha iniciado la cimbra de trabes y losa de la primera etapa del segundo nivel. Se realiza el preesfuerzo de la tercera etapa de las trabes, losa y contratrabes del primer nivel y se continua con las columnas del primer nivel. Se cuele la primera etapa de trabes y losas de segundo nivel y se realiza el preesfuerzo de esta etapa en las trabes, losa y contratrabes. Se concluyen las columnas del primer nivel y se inician las del segundo nivel sobre la primera etapa de la losa de segundo nivel. Se cuele la segunda etapa de trabes y losa de segundo nivel y se preesfuerzan las trabes, losa y contratrabes de esta etapa. Se continua con la cimbra para la tercera etapa de la losa de segundo nivel y se continua con las columnas de segundo nivel. Se cuele la tercera etapa de las trabes y losa de segundo nivel y se realiza el preesfuerzo de esta etapa. Se ha iniciado la primera etapa de las trabes y losa del tercer nivel y se concluyen las columnas del segundo nivel. Se cuele la primera etapa de la losa del tercer piso y se aplica el preesfuerzo en trabes, losa y contratrabes (al 100%) de esta etapa mientras se continua con la cimbra de las trabes y losa de su segunda etapa. Se cuele la segunda etapa de la losa de tercer piso y se preesfuerzan las trabes, losa y Contratrabes (al 100%) en esta etapa; y se continua con la cimbra para la tercera etapa de trabes y losa del tercer nivel. Finalmente se cuele las trabes y losa del tercer piso y se realiza el preesfuerzo de las trabes, losa y contratrabes (al 100%) de esta ultima etapa de la estructura. Las rampas de entrepisos se trabajan en la etapa tres de cada piso y su colado es simultaneo con la losa en esa etapa. Las actividades de albañilerías se inician al concluirse las trabes y losa de primer piso junto con el colado de los firmes de planta baja.

Para el tensado de los cables de preesfuerzo de las contratrabes se dejan unos registros de acceso a los cables, cercanos a las columnas centrales, hasta concluir al 100% la etapa de preesfuerzo de estos elementos; y posteriormente son rellenados y se cuele el firme de pisos en estas áreas. Los trabajos complementarios del proyecto (instalaciones y acabados) se inician al concluirse al 100% la estructura en el primer nivel.

De acuerdo con el procedimiento descrito se realizo el programa de obra para la ejecución de los trabajos para el edificio denominado Estacionamiento Lago Muritz.

ESTACIONAMIENTO LAGO MURITZ
PROGRAMA DE OBRA

PARTIDA	ACTIVIDAD	DESCRIPCIÓN	VOL.	UNIDAD	TIEMPO DE EJECUCIÓN (MESES)								
					1	2	3	4	5	6	7	8	
I		PRELIMINARES											
	I - 2	DESMANTELAMIENTOS DE TECHUMBRES EXISTENTES	3560.00	M ²									
	I - 3	DEMOLICIÓN DE MUROS DE BLOCK Y COLUMNAS DE CONCRETO	283.00	M ³									
	I - 4	LIMPIEZA DE TERRENO	2900.00	M ²									
	I - 5	TRAZO Y NIVELACIÓN PARA CONSTRUCCIÓN	2827.20	M ²									
II		CIMENTACIÓN N -1.60 A 0.00 .											
	II - 1	EXCAVACIÓN POR MEDIOS MECANICOS MAT. TIPO II	2092.00	M ³									
	II - 2	PLANTILLAS DE CONCRETO	1353.00	M ²									
	II - 3	HAB. Y ARM. DE ACERO DE REFUERZO	67.77	TON									
	II - 4	SUM. Y COLOCACIÓN DE ACERO DE PREESF. EN CONTRATRABES	6720.00	KG									
	II - 5	CIMBRA Y DESCIM. EN CONTRATRABES Y ZAPATAS	1011.00	M ²									
	II - 6	COLADO DE CONCRETO PREMEZCLADO	652.00	M ³									
	II - 7	RELLENO DE CEPAS CON TEPETATE	1440.00	M ³									
	II - 8	APLICACIÓN DE PREESFUERZO EN CONTRATRABES	5.00	JOR									
III		ESTRUCTURA PANTA BAJA N 0.00 A + 3.20											
	III - 1	HAB. Y ARM. DE ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS	11.28	TON									
	III - 2	CIMBRA Y DESCIMBRADO DE COLUMNAS	287.00	M ²									
	III - 3	COLADO CON CONCRETO EN COLUMNAS	45.00	M ³									
	III - 4	CIMBRA Y DESCIMBRADO PARA TRABES Y LOSAS	3488.00	M ²									
	III - 5	HAB. Y ARM. DE ACERO DE REFUERZO EN TRABES Y LOSAS	35.42	TON									
	III - 6	SUM. Y COLOCACIÓN DE ACERO DE PREESF. EN TRATRABES	2784.00	KG									
	III - 7	SUM. Y COLOCACIÓN DE ACERO DE PREESF. EN LOSAS	3808.00	KG									
	III - 8	COLADO CON CONCRETO EN TRABES Y LOSAS	515.00	M ³									
	III - 9	APLICACIÓN DE PREESFUERZO EN TRATRABES	3.50	JOR									
	III - 10	APLICACIÓN DE PREESFUERZO EN LOSAS	3.50	JOR									
	III - 11	REAPUNTALAMIENTO PROVISIONAL DESPUES DEL PREESFUERZO	2827.20	M ²									
IV		ESTRUCTURA PRMER PISO N +3.20 A + 6.20											
	IV - 1	HAB. Y ARM. DE ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS	11.28	TON									
	IV - 2	CIMBRA Y DESCIMBRADO DE COLUMNAS	287.00	M ²									
	IV - 3	COLADO CON CONCRETO EN COLUMNAS	45.00	M ³									
	IV - 4	CIMBRA Y DESCIMBRADO PARA TRABES Y LOSAS	3488.00	M ²									
	IV - 5	HAB. Y ARM. DE ACERO DE REFUERZO EN TRABES Y LOSAS	35.42	TON									
	IV - 6	SUM. Y COLOCACIÓN DE ACERO DE PREESF. EN TRATRABES	2784.00	KG									
	IV - 7	SUM. Y COLOCACIÓN DE ACERO DE PREESF. EN LOSAS	3808.00	KG									
	IV - 8	COLADO CON CONCRETO EN TRABES Y LOSAS	515.00	M ³									
	IV - 9	APLICACIÓN DE PREESFUERZO EN TRATRABES	3.50	JOR									
	IV - 10	APLICACIÓN DE PREESFUERZO EN LOSAS	3.50	JOR									
	IV - 11	REAPUNTALAMIENTO PROVISIONAL DESPUES DEL PREESFUERZO	2827.20	M ²									

ESTACIONAMIENTO LAGO MURITZ
PROGRAMA DE OBRA

PARTIDA	ACTIVIDAD	DESCRIPCIÓN	VOL.	UNIDAD	TIEMPO DE EJECUCIÓN (MESES)								
					1	2	3	4	5	6	7	8	
V		ESTRUCTURA SEGUNDO PISO N + 6.20 A + 9.20											
	V - 1	HAB. Y ARM. DE ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS	11.28	TON									
	V - 2	CIMBRA Y DESCIMBRADO DE COLUMNAS	287.00	M ²									
	V - 3	COLADO CON CONCRETO EN COLUMNAS	45.00	M ³									
	V - 4	CIMBRA Y DESCIMBRADO PARA TRABES Y LOSAS	3488.00	M ²									
	V - 5	HAB. Y ARM. DE ACERO DE REFUERZO EN TRABES Y LOSAS	35.42	TON									
	V - 6	SUM. Y COLOCACIÓN DE ACERO DE PREESF. EN TRATRABES	2784.00	KG									
	V - 7	SUM. Y COLOCACIÓN DE ACERO DE PREESF. EN LOSAS	3808.00	KG									
	V - 8	COLADO CON CONCRETO EN TRABES Y LOSAS	515.00	M ³									
	V - 9	APLICACIÓN DE PREESFUERZO EN TRATRABES	3.50	JOR									
	V - 10	APLICACIÓN DE PREESFUERZO EN LOSAS	3.50	JOR									
	V - 11	REAPUNTALAMIENTO PROVISIONAL DESPUES DEL PREESFUERZO	2827.20	M ²									
VI		ALBAÑILERIA											
	VI - 1	FIRMES DE CONCRETO EN PLANTA BAJA	2827.20	M ³									
	VI - 2	MUROS DE BLOCK	485.26	M ²									
	VI - 3	CONCRETO PARA RAMPAS DE ESCALERA CENTRAL	23.94	M ³									
	VI - 4	MURETES DE CONCRETO EN RAMPAS	28.22	M ²									
VII		INSTALACIONES											
	VII - 1	SIST. DE RED DE PROTECCIÓN VS INCENDIO	1.00	LTE									
	VII - 2	DRENAJE PLUVIAL	1.00	LTE									
	VII - 3	INSTLACIÓN ELECTRICA PARA ALUMBRADO	1.00	LTE									
VIII		ACABADOS											
	VIII - 1	SUM. Y COLOCACIÓN DE ALUMINIO Y HERRERIA	306.48	M ²									
	VIII - 2	PINTURA EN MUROS	498.03	M ²									
	VIII - 3	SEÑALIZACIÓN	1.00	LTE									

TOTALES DE ESTRUCTURA		
CIMBRA	12336.0	M2
CONCRETO	2332.0	M3
ACERO DE REFUERZO	207.9	TON
ACERO DE PREESFUERZO	26.5	TON

6.6.2. Reseña de la construcción.

Los trabajos de excavación para la construcción de la cimentación se iniciaron en la zona norte del predio de acuerdo al programa de obra establecido.



Figura 6.1. Inicio de excavaciones en el lado norte del predio para el edificio.

Se realizó la excavación de las cepas para el desplante de las zapatas a 1.60 m de profundidad y después de colar las plantillas de concreto se inició el armado del acero de refuerzo de las zapatas y contratrabes de cimentación. Se preparó la colocación de los torones de preesfuerzo para las contratrabes.

Los monotorones para postensado eran cortados a su longitud de proyecto, se equipaban con su anclaje fijo en los talleres de habilitado y se transportaban a la obra enrollados. Sólo se entregaba en la obra las unidades correspondientes a dos etapas de colados consecutivos para reducir el área de almacenaje en un espacio de construcción limitado.

La colocación de los torones de 0.6" de diámetro se realizó de acuerdo a las elevaciones correspondientes a las trazas de preesfuerzo indicadas en los planos de proyecto con el anclaje fijo en los ejes extremos de las contratrabes. Las anclas fijas de los torones de preesfuerzo venían encapsuladas en plástico de alta densidad para evitar la oxidación del anclaje y del torón en los elementos expuestos al terreno natural.



Figura 6.2. Colocación de los torones para preesfuerzo de las contratrabes de cimentación.



Figura 6.3. Traza parabólica del tendón de preesfuerzo de las contratraves de cimentación.

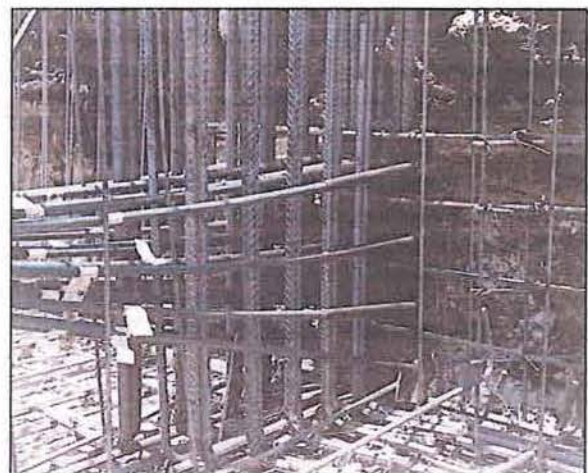


Figura 6.4. Anclajes (fijo) del tendón de preesfuerzo de las contratraves de cimentación.

Para realizar el tensado de los torones se traslapo el tendón de cada claro de las contratraves con el claro contiguo en 1m de longitud después de el eje B. Una mitad de los 20 torones se coloco en cada lado de las caras de las contratraves tomando como punto de apoyo, para las anclas de preesfuerzo, el ancho de las zapatas. En la cimbra de las zapatas de cimentación se previo el espacio para los registros que permitirían el tensado de los torones de preesfuerzo de las contratraves de la cimentación, y después del colado de las zapatas se deajo un cajón de cimbra para contener los rellenos de las cepas después de concluida la construcción de la cimentación.



Figura 6.5. Preparación en las zapatas para el tensado de los torones traslapados del tendón de preesfuerzo de las contratraves de cimentación, cerca al eje B del edificio.

El tensado de los torones de preesfuerzo de las contratraves de cimentación se realizó en tres etapas, que correspondieron con la etapa de tensado de los torones de preesfuerzo de las traves y losas de la superestructura, de los pisos 1, 2 y 3. Al concluirse la construcción de la losa del primer piso se realizó la primera etapa del tensado de los torones de preesfuerzo de las contratraves.

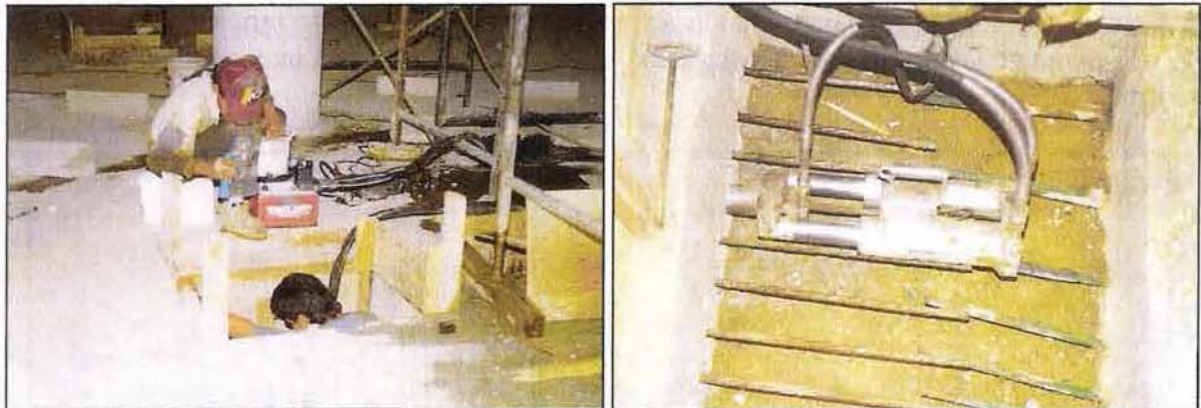


Figura 6.6. Tensado de los torones traslapados de el tendón de preesfuerzo de las contratraves de cimentación, cerca al eje B del edificio. En el lado izquierdo se aprecian los marcos de reapuntalamiento de las traves y losas de primer piso.

Para tensar los torones de preesfuerzo se utilizó un equipo estándar de gato y bomba hidráulico. El gato es especial para torones de 0.6" de diámetro y la presión alcanzada al tensar un torón fue de 5160 psi. (363 kg/cm^2) que genera una fuerza correspondiente a 18600 kg. de preesfuerzo inicial aplicado al concreto con el equipo utilizado. Los alargamientos reales que se midieron en campo (10.90 cm por torón) fueron ligeramente mayores a los calculados con la teoría elástica (10.63 cm por torón), sin embargo tal variación no representa afectaciones críticas a la estructura y el preesfuerzo efectivo de diseño esta garantizado.

El tensado del conjunto de los torones del tendón de preesfuerzo se continuo durante todo el proceso de la obra y cuando se termino la ultima etapa de la construcción de las traves y losa del tercer piso se tenso los torones faltantes y se concluyo así el preesfuerzo de las contratraves de la cimentación.

Al terminar la última etapa de tensado se cortó el exceso de longitud de los torones y se protegió el anclaje con una cápsula de plástico rellena de grasa para evitar la oxidación del torón y de su anclaje. Posteriormente se coló con concreto el área de la zapata donde se alojan las anclas de los torones y se relleno el registro para tensado con tepetate compactado y enseguida se coló el firme de piso de planta baja en esa pequeña área; dándose por terminados de esta manera los trabajos de la cimentación del edificio.

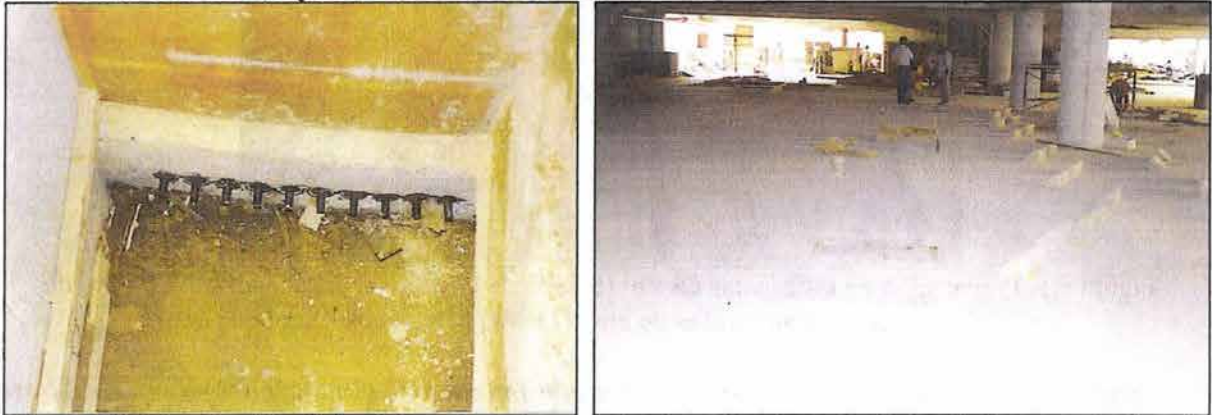


Figura 6.7. Terminación de los torones traslapados de el tendón de preesfuerzo de las contratrabes de cimentación y colado de los firmes del piso de planta baja.

Después de concluida la construcción de las columnas de planta baja se inició la cimbra de las trabes y losa de planta baja para la primera etapa del primer piso. Los torones de preesfuerzo en las trabes y losa se instalan cuando se tiene armado el acero de refuerzo adherido. Los torones adoptan las formas parabólicas de las trazas de proyecto indicadas en los planos estructurales.

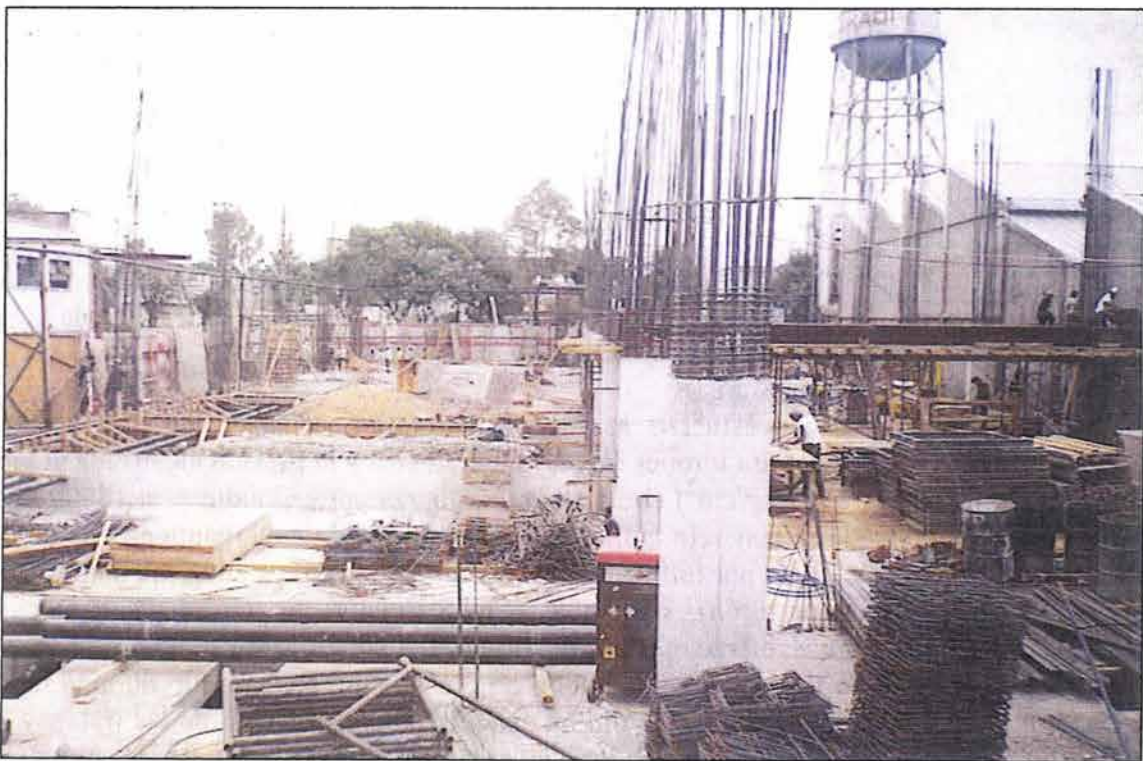


Figura 6.8. Avance de los trabajos para la cimentación y columnas de planta baja. Inicio de la colocación de la cimbra para trabes y losas de primer piso.



Figura 6.9. Monotorones de preesfuerzo en las nervaduras del sistema de piso.

En este caso se utilizó torones de preesfuerzo de 0.5" de diámetro tanto en las nervaduras como en las trabes. Los torones se entregaban en la obra con sus códigos de colocación y longitud indicados, para cada inicio de etapa de construcción. Las anclas no tenían ningún recubrimiento especial debido a que no estarán sometidas a ambientes corrosivos y serán protegidas por el mismo concreto de los elementos estructurales.

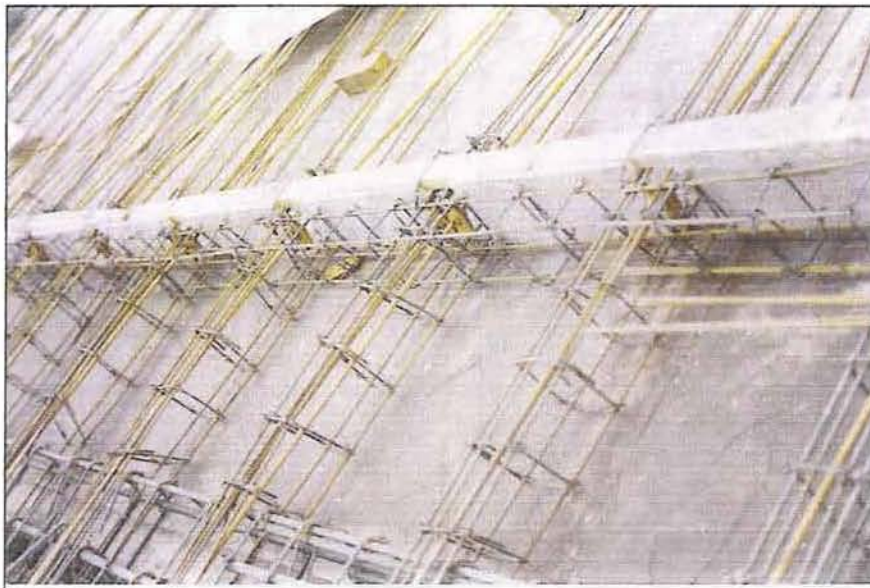


Figura 6.10. Colocación de las anclas de los torones de preesfuerzo para el tensado parcial en las etapas iniciales de la losa.

En la primera etapa de colado de losa se colocó una cimbra frontera a 1.20 m del eje 9 y se instalaron las anclas de postensado intermedias. Estos elementos se instalan con el objetivo de preesforzar la etapa colada y después permitir seguir tensado los torones sin que se pierda el preesfuerzo en la primera etapa.

También se instalan los torones de las nervaduras perpendiculares.

Los torones para preesfuerzo de las trabes se instalan con un anclaje muerto en un extremo y en el otro extremo con una ancla con un accesorio de plástico en forma de cono que permite tener acceso al ancla que queda empotrada en el concreto y de donde se tensará el torón. Las cuñas de bloqueo en esta ancla se instalan cuando se retira el accesorio de plástico y se tensa el torón. El ancla que queda muerta ya tiene las cuñas de bloqueo desde su habilitado en los talleres y esta garantizada su sujeción al torón.

Los torones de preesfuerzo, en las trabes, se instalan antes de concluir el total de su cimbra y las anclas se fijan al armado de las columnas y al de las trabes perpendiculares. En estos casos no se requiere refuerzo adicional para la zona de anclaje debido a que el mismo acero de las columnas y trabes perpendiculares cumple con este fin, y sólo es necesario algunas varillas de diámetro menor para la colocación de las anclas.

Se utilizan varillas adicionales que ayudan a que se sujeten los torones y queden a la elevación indicada en el proyecto asegurándose al armado de los elementos.

El colado con concreto de las trabes y losa se efectúa en forma monolítica y se realiza después de verificar el número y la posición de cada tendón para preesfuerzo así como el armado del acero adherido en los elementos.



Figura 6.11. Colocación de torones de preesfuerzo para el tensado de las trabes de la estructura.



Figura 6.12. Colocación de las anclas monotorón para preesfuerzo de las traves de la estructura.

Para el colado de las losa primero se coloca una capa de concreto antes de colocar el poliestireno entre las nervaduras, después se coloca el bloque y se instala la maya electrosoldada para refuerzo de la capa superior.

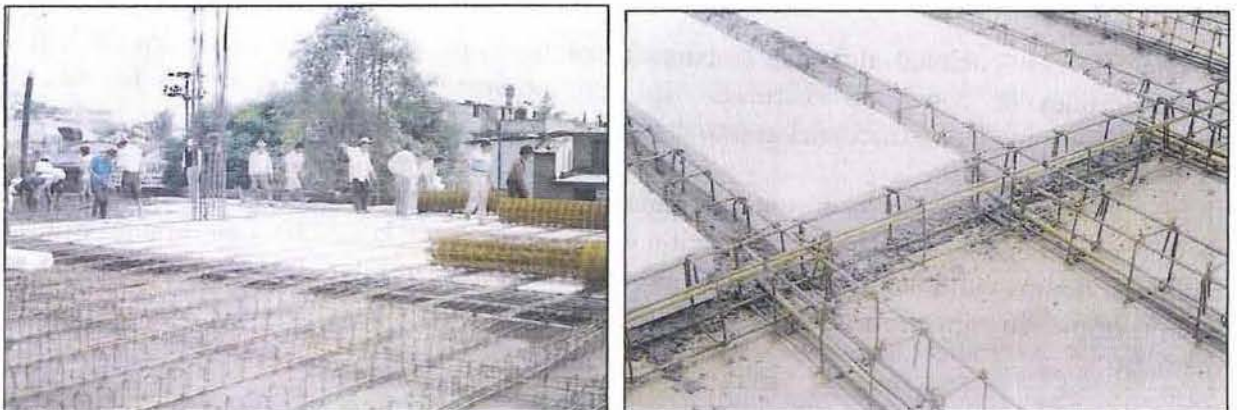


Figura 6.13. Izquierda, colado con concreto de las traves y losa de los pisos. Derecha, Colado de la capa de revestimiento inferior del poliestireno y torón de preesfuerzo en las nervaduras transversales.

El concreto de la capa inferior viene acondicionado con fibras de polipropileno que sirven como refuerzo para resistir la contracción y los cambios volumétricos por temperatura. El concreto tiene una gran adherencia al poliestireno y no se requieren refuerzos adicionales para retener la capa inferior.



Figura 6.14. Aspecto de las losas después de un colado parcial. Zona de anclajes vivos para preesfuerzo de las nervaduras.

Las operaciones de tensado de los torones de preesfuerzo en las traveses y losas de la estructura se realiza cuando el informe del laboratorio indica que el concreto ya alcanzó el 70% de su resistencia nominal a compresión ($0.70 \times 250 = 175 \text{ kg/cm}^2$) en los cilindros de muestreo obtenidos durante el colado de los elementos.

El concreto convencional alcanza la resistencia solicitada por el proyecto alrededor de las 72 horas después de concluido el colado. En este proyecto el tensado de los torones de preesfuerzo se realizó al inicio del cuarto día después del colado.

El equipo para tensado de los torones se transportaba a la obra y se verifica el funcionamiento de sus componentes y la correcta calibración del manómetro de la bomba. Este tipo de equipos requieren de una calibración constante en laboratorios especiales debido a su uso continuo. El equipo empleado para tensar los torones de las traveses y losas es un gato para torones de 0.5" de diámetro.

Las operaciones de tensado se inician con las nervaduras de la losa, para lo cual se descimbra la frontera del colado y se libera el área de los anclajes vivos de los torones, también se descimbra los costados de las traveses longitudinales, donde quedaron colocados los anclajes vivos del tendón de las traveses y de las nervaduras transversales.

En el ancho de la losa el tensado se inicia en un extremo y se continua consecutivamente hasta tensar el último torón de la losa.

En cada torón se revisa la presión en el manómetro de la bomba y se mide el alargamiento obtenido con la fuerza esperada del gato. Para un torón de 0.5" de diámetro que se utiliza en

estos casos y con un gato estándar, se aplica una fuerza de 13100 kg. a una presión de 4600 psi. (324 kg/cm²) indicada en el manómetro de la bomba.



Figura 6.15. Equipo y personal para realizar las operaciones de tensado de los torones de preesfuerzo en las nervaduras de las losas después de un colado.

El gato de tensión se coloca sobre el torón de preesfuerzo , se aseguran las mordazas sobre el cable y se activa la bomba que inyecta fluido a presión a los cilindros del gato y se ejerce así la fuerza de tensión necesaria.

El personal que realiza estas actividades sabe el riesgo que conlleva el manejo de equipos de estas características, que son capaces de ejercer fuerzas de hasta más de 15 ton. Por lo que las maniobras se realizan en forma ordenada y evitando cualquier acto de riesgo que pudiera acontecer. Sin embargo los equipos tienen un elevado grado de confiabilidad.

Cuando se alcanza la presión de diseño se activa uno de los accesorios del gato que instala y oprime las cuñas de bloqueo contra el cable y la cavidad cónica del ancla, con la misma presión con que esta tensado el torón, asegurándose la conservación de la fuerza de tensión en el torón.



Figura 6.16. Instalación del gato de preesfuerzo en un torón de losa y proceso de la carrera de los pistones internos hasta lograr la presión y fuerza de tensión de diseño.

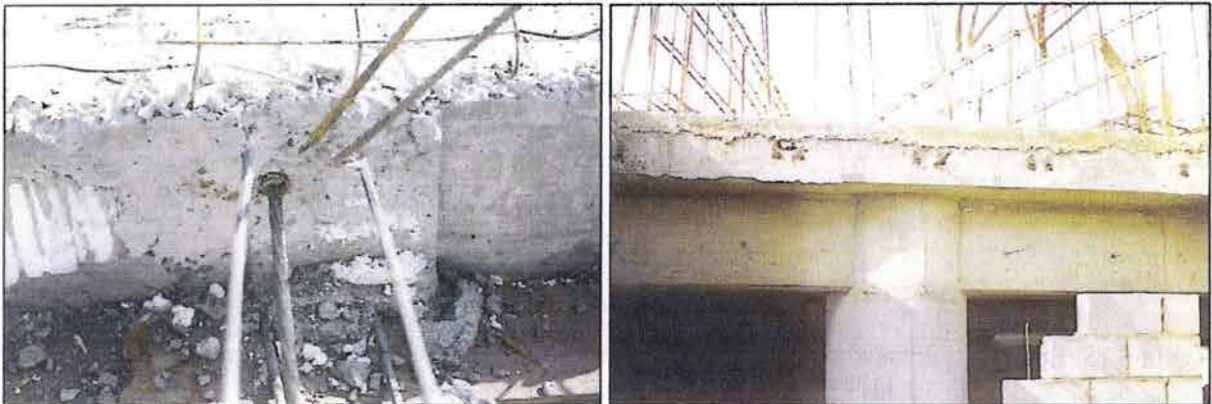


Figura 6.17. Aspecto de un torón tensado contra un ancla intermedia con las cuñas de bloqueo presionando el torón. Y aspecto de los torones en los anclajes de remate en su última etapa de tensado, cuando se ha cortado el sobrante del torón.

En las diferentes etapas de colados y preesfuerzo en las nervaduras de la losa se obtuvieron valores del alargamiento real muy aproximados al alargamiento calculado con la teoría elástica.

Después del tensado de los torones de preesfuerzo de las nervaduras de la losa se realiza el tensado de los torones de preesfuerzo para las traveses.

La tensión en los torones del tendón de las traveses se realiza torón por torón al igual que en las nervaduras de la losa. Primero se retiran los accesorios de plástico en forma de cono para tener acceso a las anclas. En cada operación se revisa, de igual manera, la presión de la bomba indicada en el manómetro y se mide el alargamiento obtenido.

Después que se concluye el tensado de todos los torones del tendón y de que se ha confirmado que las fuerzas de preesfuerzo en los elementos estructurales son las de proyecto, con los datos obtenidos en campo y los datos calculados con la teoría elástica, se corta el exceso de longitud

de los torones y se rellenan los huecos formados por los accesorios de plástico en forma de cono. En el caso de las nervaduras de las losas se hacen las mismas operaciones en su ultima etapa de colado.



Figura 6.18. Instalación del gato de preesfuerzo en un torón del tendón de preesfuerzo de las traves de la estructura.

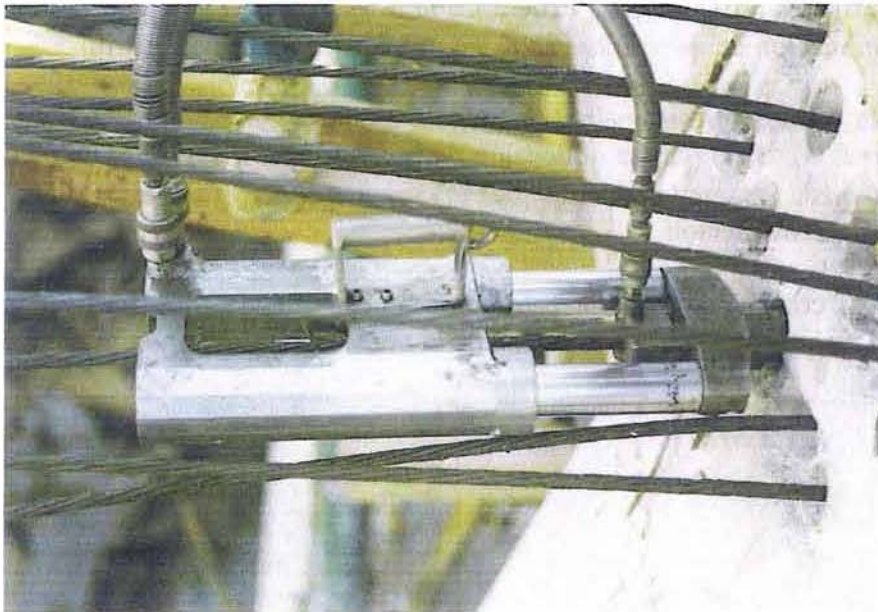


Figura 6.19. Instalación del gato de preesfuerzo en un torón de las traves de la estructura. Y proceso de la carrera de los pistones internos hasta lograr la presión y fuerza de tensión de diseño.

Cuando se concluye la etapa de tensado de las traves y losa de la etapa considerada se procede a la remoción de la cimbra de las losas y traves. Este trabajo se realiza paulatinamente, descimbrando totalmente áreas pequeñas e instalando inmediatamente un sistema de apuntalamiento que se conserva hasta concluir el tensado de la losa superior. En el caso de los

elementos que no tienen preesfuerzo la cama inferior de la cimbra se retira y se reapúntala hasta que se tiene el 85% de la resistencia nominal del concreto o se ha concluido la etapa correspondiente en el nivel inferior.

Para el caso de las losas de rampa las anclas muertas se dejan al inicio de la rampa, en el eje 3 en el piso inferior, y se prepara unas ventanas, en la losa de piso por colar junto con la rampa, para instalar en ellas los anclajes vivos desde donde se tensaran los torones para preesfuerzo. Estos huecos en la losa de piso se colarán una vez que se haya corroborado la correcta aplicación del preesfuerzo y se hayan protegido contra la corrosión los torones y sus anclas.



Figura 6.20. Losa para las rampas de entrepisos, inicio en piso inferior y llegada en el piso superior.

El proceso constructivo continua de acuerdo a la estrategia para la ejecución de la obra y los pasos para la aplicación del preesfuerzo son los mismos como se ha descrito.

El control de la calidad y resistencia del concreto es un factor de gran importancia dentro del proceso constructivo, tanto para la aplicación de la tensión en los torones de preesfuerzo como para el sistema de reapuntamiento de los elementos estructurales debido al avance consecutivo de la construcción.

Al concluirse la construcción de la estructura se han iniciado los trabajos de albañilería, acabados e instalaciones para la terminación de la obra de Estacionamiento Lago Muritz.



Figura 6.21. Instalación de los torones de preesfuerzo en las nervaduras de las siguientes etapas de la losa y en las traves de la estructura.

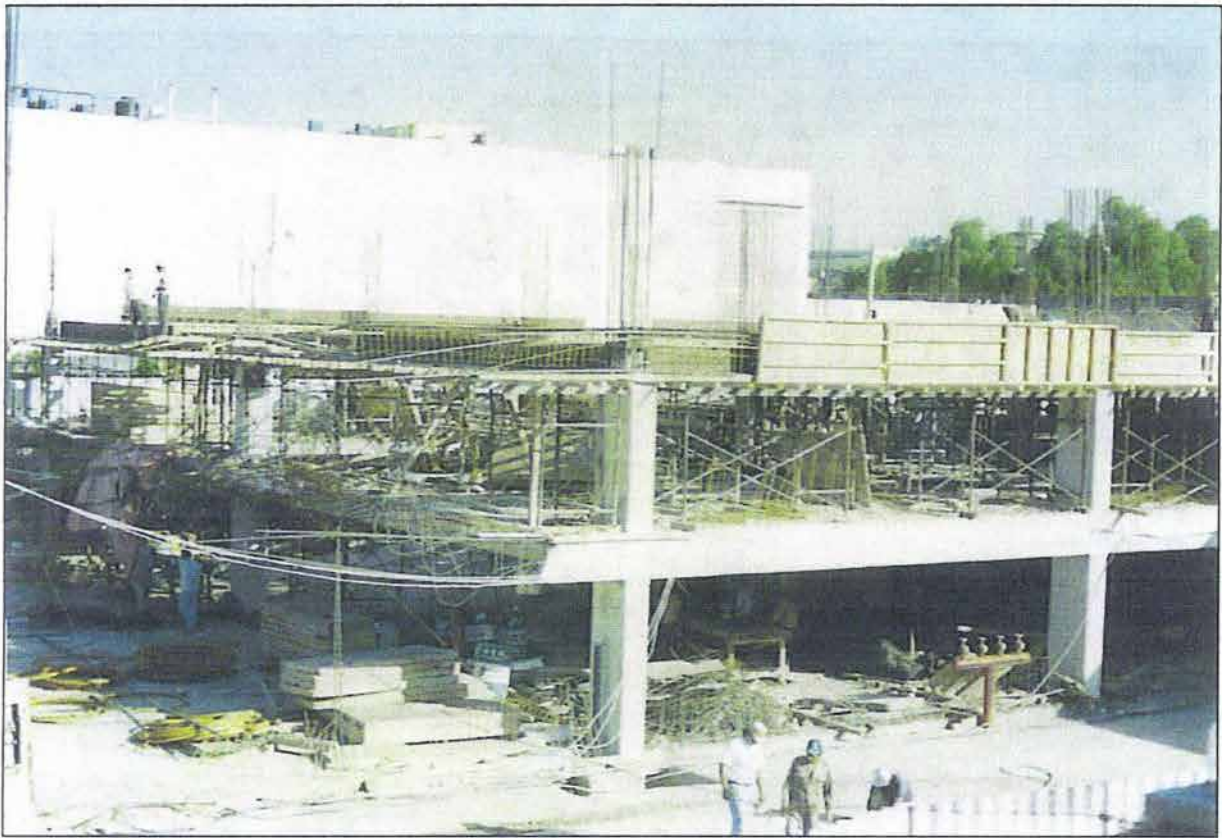


Figura 6.22. Avance de la construcción del edificio para estacionamiento, en su etapa intermedia.

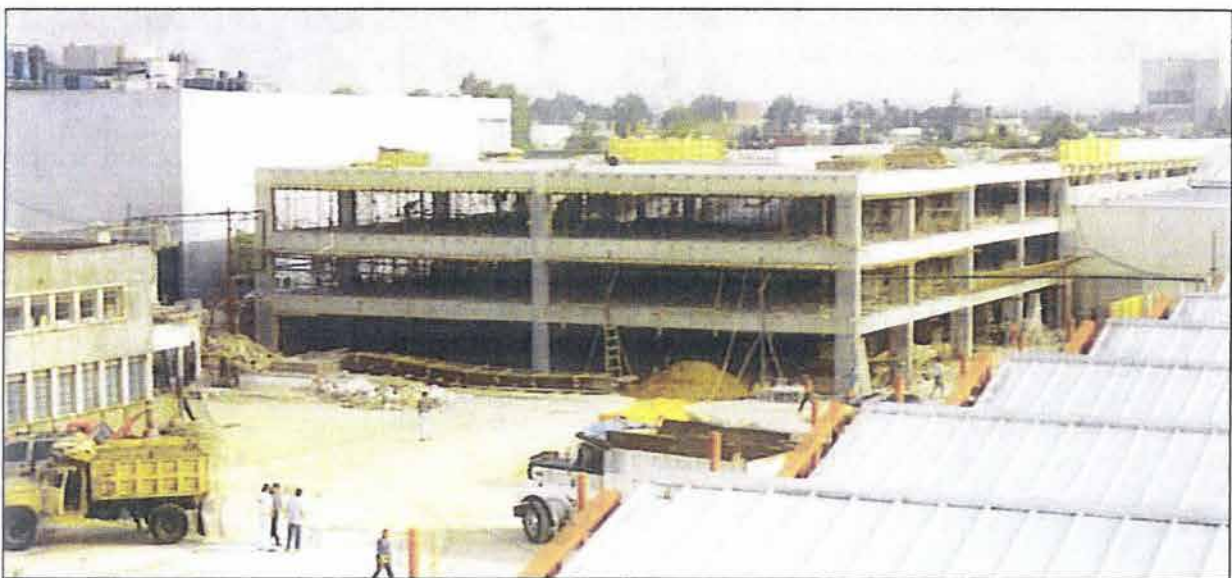


Figura 6.23. Conclusión de la estructura para el edificio, con la tercera etapa de piso apuntalada después de tensar los torones en los elementos estructurales.

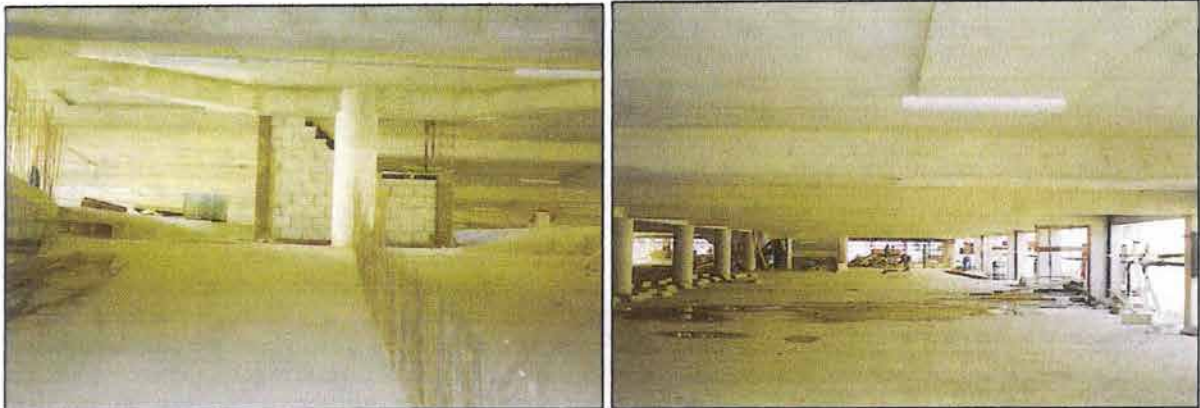


Figura 6.24. Aspecto interior de la estructura en los pisos uno y planta baja.



Figura 6.25. Aspecto de la estructura en los espacios interiores, con el objetivo de amplitud logrado, se aprecian los peraltes reducidos de las trabes en comparación con la longitud de los claros.



Figura 6.26. Estructura en las fachadas exteriores en los últimos trabajos para terminación de la obra.



Figura 6.27. Aspecto final de el edificio para Estacionamiento Lago Muritz, se aprecia la amplitud de los claros logrados con peraltes reducidos en las trabes. Con una longitud de edificio de más de 100 m.

CONCLUSIONES.

7.1. Generalidades.

El sistema de pisos postensados con monotorones de preesfuerzo no adheridos, y en general las estructuras donde se emplea actualmente este método se ha implementado para cumplir con la demanda de productividad y eficiencia en el mercado actual de la construcción, siempre con el objetivo de superar las expectativas de los inversionistas en cuanto a calidad, competitividad y optimización de costos y tiempos de obra a través de la utilización de alta ingeniería, tecnología de punta y calidad en los servicios.

El uso del postensado en las estructuras ha superado claramente a las de concreto reforzado por sus sorprendentes beneficios. El empleo de acero de más alta calidad con esfuerzos resistentes cinco veces mayores a los aceros comunes, menores pérdidas de fluencia, así como la opción de concretos más resistentes, logran un resultado práctico y económico.

En México se ha desarrollado en buen número el sistemas de pisos postensados y actualmente ocupa un lugar muy importante en los nuevos edificios y ha revolucionado el campo de la construcción, mejorando las cualidades estructurales y enfocándose en el desarrollo de sistemas de construcción diseñados para requerimientos específicos de cada proyecto.

Los sistemas de pisos de concreto postensado con tendones no adheridos ha representado un avance muy sustancial en edificación, especialmente en donde se requieren claros de cierta importancia, presentando ventajas bien conocidas.

Como en todas las estructuras, en el proyecto de estas losas conviene hacer uso de criterios globales para dimensionar sus parámetros o variables fundamentales, y en particular el preesfuerzo, evitando que se sobredimensione sin necesidad en muchos casos.

7.2. Recomendaciones.

Los sistemas de piso (losas) con tendones no adheridos presentan una condición de simplicidad y regularidad que las hace especialmente adecuadas para un dimensionamiento de carácter global. Dicho método está basado en muy pocas variables (peralte de las losas y fuerzas de preesfuerzo en una o ambas direcciones) que son las fundamentales en su trabajo a flexocompresión.

Como en todas las estructuras, siempre resulta de interés abordar el proyecto con los criterios más globales y determinantes, para dimensionar adecuadamente las variable fundamentales, evitando un sobredimensionamiento innecesario; incluyendo además, si es posible, condiciones explícitas de tipo económico.



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

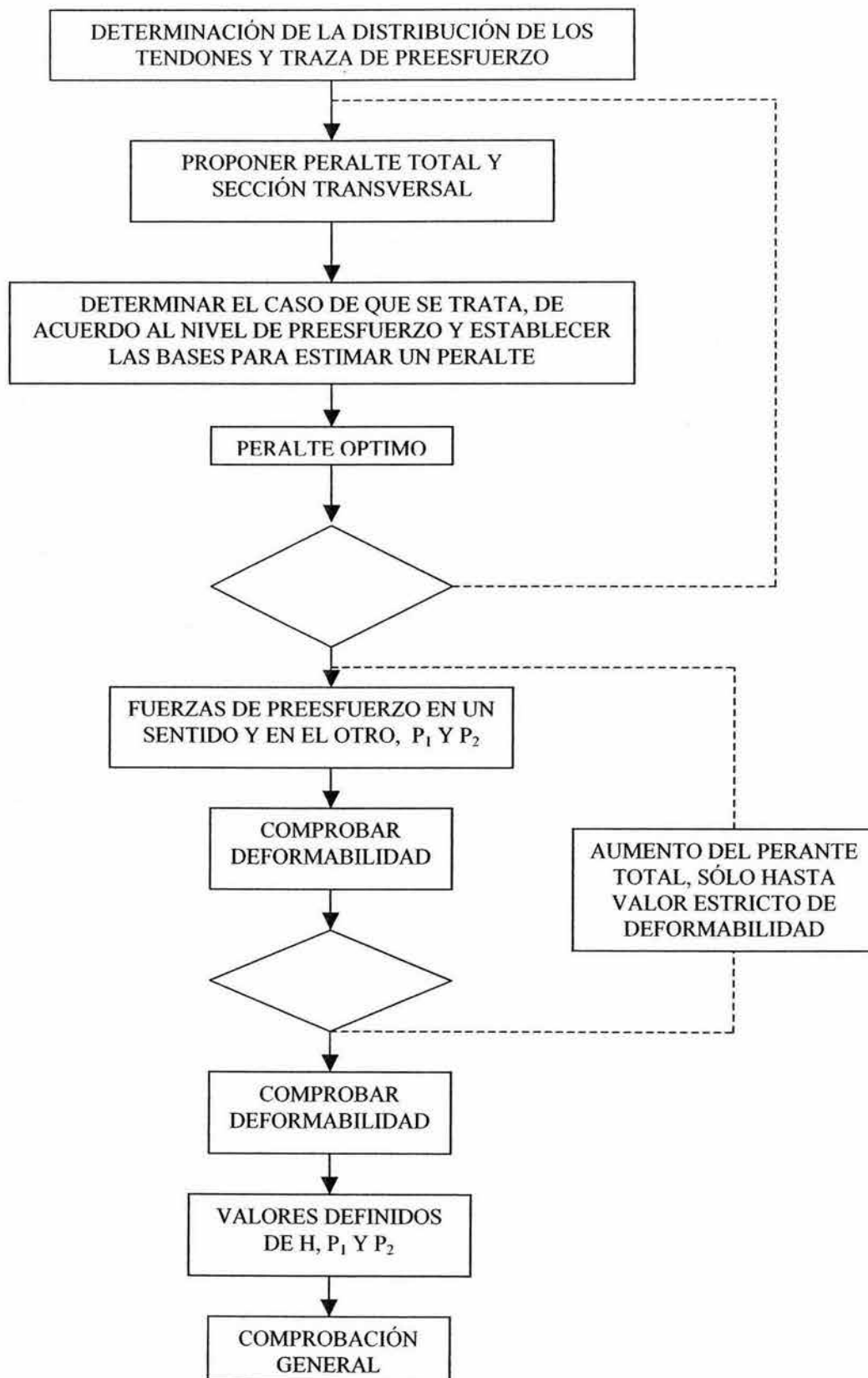


Diagrama de Flujo de Dimesionamiento de elementos preesforzados con tendones no adheridos.

Se constata que el estado límite de descompresión y la limitación de excentricidad por recubrimiento son los más determinantes, así mismo de forma global, esto es, por que afectan al peralte y al preesfuerzo cuyos tendones atraviesan la estructura de un lado a otro y/o en ambas direcciones.

La condición de resistencia es, a menudo, más determinante, pero de manera local, llevando a requerir cierto acero de refuerzo ordinario complementario en zonas donde, en general, es ya necesario por otros motivos, tales como contracción y elongaciones por cambios de temperatura.

El trabajo de dimensionamiento de estas estructuras es de forma global mediante un camino sencillo y riguroso. Se basa en minimizar el costo de las variables fundamentales y globales, las citadas, que son así mismo las más cambiantes (a mayor cuanto menor preesfuerzo y viceversa), y no las más locales y menos cambiantes. Tales variables se relacionan por sus condiciones más determinantes, esto es, las relativas al agrietamiento; en este estudio se ha tomado en cuenta el estado de descompresión, que resulta en general adecuado, pero puede tomarse otro.

Se consigue así un dimensionamiento objetivo y conjunto, no por separado, de las variables globales, que se pueden ajustar a las circunstancias económicas de cada lugar.

Las variables fundamentales que en principio entran en juego al dimensionar estas estructuras son el peralte total de la losa, las fuerzas de preesfuerzo y la traza de los tendones, y por supuesto, el acero adherido no preesforzado.

Se concluye que el proceso global adopta la logística del Diagrama de Flujo de Dimensionamiento.

El sistema de preesfuerzo es adecuado para las estructuras bajas donde las solicitaciones horizontales por viento o sismo sean menores debido al efecto de las fuerzas de compresión en los elementos estructurales. Estas fuerzas se pueden incrementar debido a la reversibilidad de las fuerzas externas. Es adecuado para los elementos que no estén destinados a resistir fuerzas de este tipo y para aquellos en donde tal efecto sea menor. Los factores de ductilidad (factores de comportamiento sísmico, Q) de las estructuras con este sistema son los mismos que se emplean para las estructuras convencionales de concreto reforzado coladas in situ.

Se recomienda, para el caso de que se tengan elementos con preesfuerzo destinados a resistir fuerzas sísmicas, el uso de un factor de comportamiento sísmico igual a 2.

El análisis de la estructura es como para cualquier otra estructura convencional de concreto reforzado con todos los mismos factores que se involucran.

El método de la carga balanceada ofrece enormes ventajas tanto en la visualización de los efectos del preesfuerzo como en la obtención de la resistencia para diseño, deben considerarse el efecto de los momentos primarios y los momentos secundarios de acuerdo a las recomendaciones y los factores de carga correspondientes.

Actualmente existen diversos programas de cómputo que permiten analizar un sin número de sistemas estructurales de una manera más sencilla y determinar las dimensiones de los elementos estructurales, si se trata de secciones de acero o el armado para miembros de concreto, de una manera más apegada a la realidad.

El método de la carga balanceada ofrece la factibilidad de realizar el análisis a través de estos programas, debido al enfoque que considera cargas reactivas en los elementos estructurales, que representan las acciones del preesfuerzo, y permite visualizar el comportamiento global y determinar la resistencia de diseño de una manera más directa y sencilla, como para cualquier estructura convencional.

Los procedimientos y criterios empleados en el diseño de la estructura para el Edificio de Estacionamiento Lago Muritz son de gran relevancia y

BIBLIOGRAFÍA.

1. Earl W. Swokowski: **Cálculo Con Geometría Analítica**. Ed. Grupo Editorial Ibero América. 1982. pp 323-332.
2. Fitzgerald, Robert W. **Mecánica de Materiales**. Ed. Alfaomega, 1990. 557 páginas.
3. González Cuevas, Oscar M. Robles Fernández-Villegas, Francisco. **Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado**. Segunda edición. Ed. Limusa, 1993. 675 páginas.
4. Jack McCormac. Rudolf E. Elling. **Análisis de Estructuras, Método Clásico y Matricial**. Clemenson University. Ed. Alfaomega, 1988. Cap. 20 pp 547-580.
5. Juan Murcia. **Dimensionamiento global de losas de hormigón pretensado con tendones no adherentes**. Hormigón y Acero, revista española. Ed. Asociación Técnica Española del Pretensado. Edición No. 202, 4º trimestre, 1996. pp 59 – 74.
6. Lin, T. Y. **Diseño de Estructuras de Concreto Preesforzado**. Ed. C.E.C.S.A. México 1975. 675 páginas.
7. Nawy, P. E. Edward. **Prestressed Concrete, A Fundamental Approach**. Ed. Prentice hall. Cap. 6 pp 325 – 408.
8. Nilson, Artur H. **Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto preesforzado**. Primera edición, Ed. Limusa, México, 1982, 604 páginas.
9. Oscar de Buen y López de Heredia, Francisco de Pablo Galán, Luis Esteva Maraboto, Carlos Olagaray y Palacios. **Apuntes de Diseño Estructural**. Facultad de Ingeniería. Ed. Departamento de Publicaciones de la Facultad de Ingeniería, Ciudad Universitaria, México, D.F., Agosto 1995.
10. Ing. Rene Carranza Aubry , Ing. Pablo Cortina Ortega. **Ventajas Estéticas, Tecnológicas y Económicas del Concreto Prefabricado Y Construcción de Entrepisos Postensados**. Concreto'97, Seminarios Internacionales. Ed. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto. Guadalajara, G. Jalisco, México, Junio 1997. 25 páginas.
11. Roberto Meli Piralla. **Diseño Estructural**. Ed. Limusa, México, D.F. 2000.
12. **Desingn of post-tensioned slabs** (Diseño de Losas Postensadas) 1977 Post-tensioning Institute. 1980 Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C. 155 Páginas.
13. **Recommendations For Concrete Members Prestressed With Unbonded Tendons** (Recomendaciones Para Elementos preesforzados Con Tendones No Adheridos) Reportado por el ACI Comité 423, ACI Manual de Prácticas de Concreto, Parte 3. Ed. ACI-ASCE Committee 423. 19 páginas.



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

14. **Specification For Unbonded Single Strand Tendons** (Especificaciones Para Tendones monotorón No Adheridos). Post-Tensioning Institute. Phoenix, 1993, 20 paginas.
15. **Reglamento de Construcciones Para el Distrito Federal**, 1993. (RCDF-93).
16. **Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto**. Gaceta oficial del Departamento del Distrito Federal, México, D. F. 1996.
17. **Reglamento Para Las Construcciones de Concreto Estructural y Comentarios ACI 318-95** (Instituto Americano del Concreto).