



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**DISEÑO DE ELEMENTOS PREFABRICADOS Y  
PREESFORZADOS PARA UN EDIFICIO DEL  
CONJUNTO COMERCIAL PARQUE DELTA**

**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 :  
**J O R G E G A R C Í A C O R T E S**



**ASESOR:  
ING. EDUARDO GUZMÁN ESCUDERO**

**MÉXICO**

**2005**

m. 342343



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.



FACULTAD DE INGENIERÍA  
DIRECCIÓN  
FING/DCTG/SEAC/UTIT/021/04

Señor  
JORGE GARCÍA CORTÉS  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. EDUARDO GUZMÁN ESCUDERO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO .

**"DISEÑO DE ELEMENTOS PREFABRICADOS Y PRESFORZADOS PARA UN EDIFICIO DEL CONJUNTO COMERCIAL PARQUE DELTA"**

- I INTRODUCCIÓN
- II DISEÑO DE ELEMENTOS PRESFORZADOS
- III ACERO DE REFUERZO COMPLEMENTARIO
- IV CONEXIONES
- V DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO
- VI CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"  
Cd. Universitaria a 23 de Febrero del 2004.  
EL DIRECTOR

~~M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO  
GFB/AJP/crc~~

*Yo Bo. Ricardo*

*Yo Bo. [Firma]*  
mié 09 mayo 05

*[Firma]*

## INTRODUCCION.

	<b>pagina</b>
<b>1. DISEÑO DE ELEMENTOS PRESFORZADOS.</b>	<b>1</b>
1.1 DESCRIPCION DEL PROYECTO.	2
1.2 CONCEPTOS BASICOS.	3
1.3 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.	23
1.4 PERDIDA PARCIAL DE LA FUERZA DE PREESFUERZO.	28
1.5 DISEÑO.	30
1.6 ANALISIS ESTRUCTURAL.	47
1.7 EJEMPLOS DE DISEÑO.	67
<b>2. ACERO DE REFUERZO.</b>	<b>114</b>
2.1 GRADOS DE ACERO.	114
2.2 ACERO DE PREESFUERZO.	115
2.3 ALAMBRES REDONDOS.	115
2.4 TORONES.	116
2.5 VARILLAS DE ALEACION.	117
2.6 ACERO ESTRUCTURAL.	118
2.7 MALLA ELECTROSOLDADA.	118
2.8 CARACTERISTICAS DE ESFUERZO DEFORMACION.	118
2.9 DEFORMACION POR RELAJACION.	120
2.10 CORROSION Y DETERIORO DE TRENZAS.	120
2.11 SEPARACION Y RECUBRIMIENTO.	121

2.12	ESFUERZOS DE ADHERENCIA.	122
3.	<b>CONEXIONES</b>	125
3.1	UNIONES VIGA-COLUMNA.	125
4.	<b>DISEÑO DE ELEMENTOS REFORZADOS.</b>	131
4.1	COLUMNA.	131
4.2	MURO DE RIGIDEZ.	134
4.3	CIMENTACIÓN.	138
5.	<b>CONCLUSIONES.</b>	146
	<b>BIBLIOGRAFIA.</b>	148

**DISEÑO DE ELEMENTOS PREFABRICADOS Y PRESFORZADOS PARA  
UN EDIFICIO DEL CONJUNTO COMERCIAL PARQUE DELTA.**

## INTRODUCCION.

El objetivo del presente trabajo es dar una idea general de los conceptos básicos que se requieren para el análisis y diseño de una estructura de concreto preesforzado, numerándose los datos esenciales con los que se debe contar, para de esta manera seleccionar un diseño optimo en cuanto a economía, vista y tiempos de ejecución se refiere.

Elegí este tema por la idea de conocer un sistema nuevo para mí y ampliar mis conocimientos en el que es tan importante como el Acero estructural y de Concreto reforzado, además de tener la oportunidad de investigar el diseño de este material para la construcción.

Esta tesis se desarrolla de la siguiente manera:

En el capítulo 1 se da una descripción del proyecto, sus parámetros para diseño, se presenta el análisis estructural desarrollando un modelo tridimensional lineal en computadora con el programa ENG SOLLITON RCB V. 6.06 y se presentan algunos resultados de la corrida, se desarrollan los parámetros necesarios para el diseño del concreto preesforzado y se concluye este capítulo con tres ejemplos de elementos representativos de esta estructura. En el capítulo 2 se comenta las especificaciones que se deben considerar para el acero de refuerzo complementario de estas estructura. El capítulo 3 se da un ejemplo de la conexión de la trabe portante con la una columna. Se diseñan miembros de concreto reforzado primero un muro de rigidez considerando los datos del análisis y desarrollando una hoja de calculo para conocer el refuerzo necesario, también una columna pero solo tomando los datos del análisis, se muestra de manera grafica el diseño de la cimentación que se trata de un cajón, esto en el capítulo 4. En el capítulo 5 se dan las conclusiones de este tipo de material para la construcción.

El desarrollo del concreto preesforzado quizás pueda describirse mejor por esta parodia que se presento en la conferencia mundial sobre el concreto preesforzado (World Conference on Prestressed Concrete) en San Francisco 1957 por T. Y. LIN.

Todo el mundo es un escenario.  
Todas las técnicas ingenieriles meramente actores:  
Tienen sus salidas y sus entradas.  
El concreto preesforzado, como otros desempeñan su parte,  
Actúa teniendo siete edades. Primero el infante,  
esforzando y comprimiendo en los brazos del inventor.  
Después, el curioso colegial, creado orgullosamente  
por los ingenieros imaginativos para los ricos clientes;  
construido con éxito, pero cuesta una fortuna.  
Después, el amante, cuyo curso nunca corre suave,  
por algunos abrazado, por otros esquivado, especialmente  
los oficiales de construcción.

Ahora el soldado

producido en masa por todo el mundo listo a pelear.

Contra cualquier material, no solo en resistencia sino también en economía. Pronto la justicia códigos y especificaciones hechos para sufrir, fórmulas y tablas para ayudarte a decidir.

No más diversión para los pioneros,  
pero así desempeña su papel el concreto preesforzado.

La sexta edad conduce a la investigación refinada y a diseños más audaces, no soñados por sus predecesores y por los hombres en torres de marfil.

El último acto de todos, en uso común y por ello olvidado, termina esta historia de hechos del concreto preesforzado como uno de los métodos y materiales de ingeniería como la madera, como el acero, como el concreto reforzado, como cualquier

Otra cosa.

## 1. DISEÑO DE ELEMENTOS PRESFORZADOS.

### 1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.

#### 1.1.1. DESCRIPCIÓN DEL SITIO.

El predio en general tiene topografía sensiblemente plana, al norte colinda con el Viaducto Miguel Alemán, al sur con la calle Obrero Mundial, al oriente con la calle Xochicalco y al poniente con la Av. Cuauhtemoc, ubicado en la colonia Narvarte, Delegación Benito Juárez, México D.F.

#### 1.1.2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA.

Se destina la estructura a centro comercial y de entretenimiento con servicios complementarios, cuyas áreas son:

<b>CENTRO COMERCIAL PARQUE DELTA</b>	
<b>TABLA RESUMEN DE AREAS</b>	
<b>CONCEPTO</b>	<b>SUPERFICIE (M<sup>2</sup>)</b>
<b>SUPERFICIE DEL PREDIO</b>	<b>41,733.98</b>
<b>DESGLOSE DE AREAS DEL PREDIO</b>	
<b>SUPERFICIE DE DESPLANTE</b>	<b>27,127.09</b>
<b>AREA LIBRE TOTAL</b>	<b>14,606.89</b>
<b>TOTAL DE AREA CONSTRUIDA</b>	<b>139,951.38</b>
<b>DESGLOSE DE SUPERFICIE POR NIVEL</b>	
<b>PLANTA BAJA</b>	<b>27,127.09</b>
<b>PRIMER NIVEL</b>	<b>26,883.01</b>
<b>SEGUNDO NIVEL</b>	<b>23,097.44</b>
<b>TERCER NIVEL</b>	<b>6,500.00</b>
<b>ESTACIONAMIENTO TOTAL</b>	<b>65,322.49</b>
<b>ALTURA MÁXIMA</b>	<b>29.10 metros</b>

Tabla 1.

Los sótanos son para uso de estacionamiento cubierto. La Planta baja cuenta con locales comerciales, a nivel +1.70. El primer, segundo y tercer nivel están compuestos por locales comerciales, restaurantes y cines.

La estructura esta resuelta en todos los niveles con columnas y trabes portantes de concreto prefabricado que forman marcos rígidos en dos direcciones.

El sistema de piso es a base de losas prefabricadas tipo “Spancrete” con un firme de 6 cm de espesor formando un diafragma horizontal que distribuye las fuerzas de sismo entre los diferentes elementos resistentes.

La azotea se resolvió con un sistema de losa prefabricada tipo “TTP” y trabes prefabricadas. La cimentación es a base de cajón de cimentación de peralte variable de 180 a 200 cm y contratrabes de rigidez de 40 a 60 x 180 a 200 cm de peralte.

La estructura en general se dividió en 4 cuerpos, Edificio “Zona Comercial”, Edificio “Liverpool”, Edificio “Gigante” y Edificio “Ford” mediante juntas constructivas que los separan.

El cuerpo de interés en este trabajo es el edificio Ford.

**1.1.3 CARGAS MUERTAS Y CARGAS VIVAS CONSIDERADAS, DE ACUERDO A LO INDICADO EN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL VIGENTE.**

**1.1.3.1 Cargas muertas.**

**En Zona de comercios niveles 1, 2 y 3, Gigante, Liverpool, Office Depot, Cines.**

a)	Losa tipo Spancrete H= 25 cm.	330 Kg/m <sup>2</sup>
b)	R.C.D.F.	40 “
c)	Firme	150 “
d)	Instalaciones, muros y acabados	<u>150 “</u>
		C.M. = 670 Kg/m <sup>2</sup>

**En azotea.**

a)	Losa “TTP”	251 Kg/m <sup>2</sup>
b)	Instalaciones	20 “
c)	Plafond	15 “
d)	Impermeabilizante	<u>10 “</u>
		C.M. = 286 Kg/m <sup>2</sup>

**1.1.3.2 Cargas Vivas.**

**En Zona Comercial Niveles 1, 2 Y 3 y Tienda Liverpool**

Carga viva máxima	350 Kg/m <sup>2</sup>
Carga viva instantánea (0.9)	315 “

**En Zona de Tienda Gigante Nivel**

Carga viva máxima	800 Kg/m <sup>2</sup>
Carga viva instantánea (0.9)	720 “

### En Zona de Tienda Office Depot.

Carga viva máxima	2000 Kg/m <sup>2</sup>
Carga viva instantánea (0.9) 2000	1800 “

### Zona de Cines.

Carga viva máxima	350 Kg/m <sup>2</sup>
Carga viva instantánea (0.9) 350	315 “

### Azoteas.

Carga viva máxima	S > 5%	40 Kg/m <sup>2</sup>
Carga viva instantánea	S > 5%	20 “

### 1.1.4. MATERIALES EMPLEADOS.

Concreto	$f'c = 450 \text{ Kg/cm}^2$ (En columnas, trabes portantes y losas “TT”)	Clase I
Concreto	$f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ (En firmes estructurales y elementos colados en sitio)	Clase I
Acero de refuerzo		$Fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
Acero de preesfuerzo		$Fy = 19000 \text{ Kg/cm}^2$

### 1.1.5 FACTORES DE CARGA Y DE REDUCCIÓN PARA ELEMENTOS DE CONCRETO.

Cargas gravitacionales (carga muerta + carga viva)	F.C. = 1.4
Cargas gravitacionales + Sismo	F.C. = 1.1
Flexión	F.R. = 0.9
Cortante	F.R. = 0.8
Flexocompresión	F.R. = 0.7 ò F.R.= 0.8
Aplastamiento	F.R. = 0.7

### 1.1.6. ANÁLISIS POR CARGAS GRAVITACIONALES.

Se elaboró un modelo tridimensional representativo del edificio del ford, introduciendo todos los elementos estructurales que lo conforman así como las losas de los sistemas de pisos.

De acuerdo al procedimiento constructivo para el análisis de cargas gravitacionales, se consideraron 2 etapas de cargas. 1ra etapa el peso propio de la estructura más losas prefabricadas más firme, 2da etapa cargas muertas adicionales más carga viva. Los elementos mecánicos obtenidos de este estudio se combinaron con los resultados obtenidos del análisis sísmico estático, para obtener la condición de esfuerzos más crítica o más desfavorable para la estructura y efectuar el diseño para esa condición, ya sea carga vertical o bien carga vertical más sismo.

### 1.1.7. ANÁLISIS SÍSMICO.

Parámetros sísmicos.

Estructura	Grupo B
Terreno	Tipo Zona III
Coefficiente sísmico	C = 0.40
Ta	= 0.6
Tb	= 3.9
r	= 1
Factor de comportamiento sísmico	Q = 2
Estructura irregular	Q' = 0.8 Q
Coefficiente sísmico reducido	C.S.R. = $\frac{0.4*1}{2*0.8} = 0.25$

Espectro de diseño.

$$a = (1 + 3T/T_a) C/4$$

$$T < T_a$$

$$a = C$$

$$T_a \leq T \leq T_b$$

$$a = (T_b/T)rC$$

$$T > T_b$$

$$Q' = Q$$

$$T \geq T_a$$

$$Q' = 1 + (T/T_a) (Q-1)$$

$$T < T_a$$

### 1.1.8. DISEÑO.

La estructura se diseñó, siguiendo los lineamientos de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de las Construcciones para el Distrito Federal.

Las losas "Spancrete" y las trabes portantes de los distintos niveles se diseñaron, conforme a los requisitos de seguridad y servicio de las normas vigentes, considerando las diferentes etapas de carga.

### 1.1.9. DESPLAZAMIENTO LATERAL OCASIONADO POR EL CORTANTE SÍSMICO.

Los valores obtenidos para el desplazamiento lateral están dentro de los parámetros indicados en el Reglamento, sin sobrepasar el valor máximo permitido en nivel azotea del 6 al millar de la altura.

### 1.1.10. CIMENTACIÓN.

La cimentación se resolvió con cajón de cimentación de 180 a 200 cm de peralte y contratrabes de rigidez según lo indicado en el estudio de Mecánica de Suelos efectuado para el sitio en cuestión, conforme a lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Cimentaciones del Reglamento General de las Construcciones para el D. F. vigentes.

## 1.2 CONCEPTOS BÁSICOS

### 1.2.1 DEFINICIÓN DE PRESFUERZO

El preesfuerzo significa la creación intencional de esfuerzos permanentes en una estructura o conjunto de elementos estructurales, con el propósito de mejorar su comportamiento y resistencia bajo condiciones de servicio y de resistencia. Los principios y 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 concepto original del concreto preesforzado consistió en introducir en vigas suficiente precompresión axial para que se eliminaran todos los esfuerzos de tensión que actuarán en el concreto. Con la práctica y el avance en conocimiento, se ha visto que esta idea es innecesariamente restrictiva, pues pueden permitirse esfuerzos de tensión en el concreto y un cierto ancho de grietas.

El ACI propone la siguiente definición:

*Concreto preesforzado: Concreto en el cual han sido introducidos esfuerzos internos de tal magnitud y distribución que los esfuerzos resultantes debido a cargas externas son contrarrestados a un grado deseado*

En elementos de concreto reforzado el preesfuerzo es introducido comúnmente tensando el acero de refuerzo.

El concreto es comprimido (generalmente por medio de acero con tensión elevada) de tal forma que sea capaz de resistir los esfuerzos de tensión.

*Primer concepto - Presforzar para mejorar el comportamiento elástico del concreto bajo cargas de servicio* Desde este punto de vista el concreto está sujeto a dos sistemas de fuerzas: preesfuerzo interno y carga externa, con los esfuerzos de tensión debido a la carga externa contrarrestados por los esfuerzos de compresión debido al preesfuerzo. Similarmente, el agrietamiento del concreto debido a la carga es contrarrestado por la precompresión producida por los tendones. Mientras que no haya grietas, los esfuerzos, deformaciones y deflexiones del concreto debido a los dos sistemas de fuerzas pueden ser considerados por separado y superpuestos si es necesario.

En su forma más simple, consideremos una viga rectangular con carga externa y presforzada por un tendón a través de su eje centroidal (Figura 1).

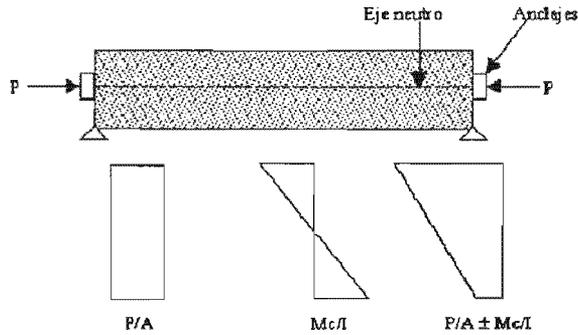


Figura 1. Distribución de esfuerzos a través de una sección de concreto presforzada concéntricamente.

Debido al preesfuerzo  $P$ , un esfuerzo uniforme se producirá a través de la sección que tiene un área  $A$ :

$$f = -P/A \quad 1.1$$

Si  $M$  es el momento externo en una sección debido a la carga y al peso de la viga, entonces el esfuerzo en cualquier punto a través de la sección debido a  $M$  es:

$$f = \frac{-mc}{I} \quad 1.2$$

dónde  $c$  es la distancia desde eje centroidal e  $I$  es el momento de inercia de la sección. Así la distribución resultante de esfuerzo está dada por:

$$f = -\frac{P}{A} \pm \frac{Mc}{I} \quad 1.3$$

como se muestra en la Figura 1.

La trabe es más eficiente cuando el tendón es colocado excéntricamente con respecto al centroide de la sección, Figura 2, donde  $e$  es la excentricidad.

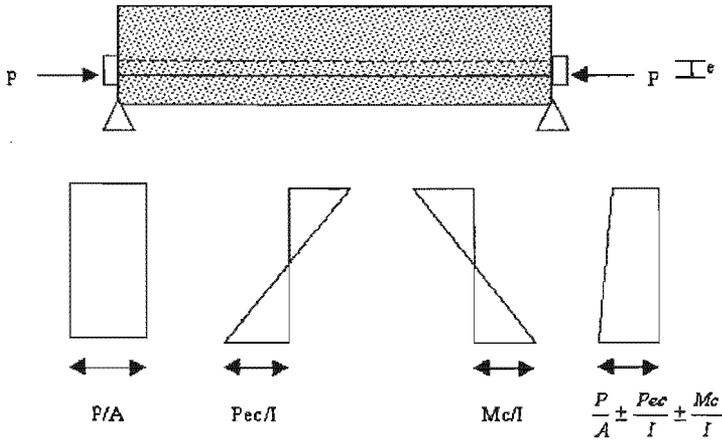


Figura 2. Distribución de esfuerzo a través de una sección de concreto presforzado excéntricamente

Debido a un presfuerzo excéntrico, el concreto es sujeto tanto a un momento como a una carga directa. El momento producido por el presfuerzo es  $Pe$ , y los esfuerzos debido a éste momento son:

$$f = - \frac{Pec}{I} \quad 1.4$$

Así, la distribución de esfuerzo resultante está dada por:

$$f = \frac{-P}{A} + \frac{Pec}{I} + \frac{Mc}{I} \quad 1.5$$

Como se muestra en la figura 2.

*Segundo concepto - presforzar para aumentar la resistencia última del elemento.* Este concepto es considerar al concreto presforzado como una combinación de acero y concreto, similar al concreto reforzado, con acero tomando tensión y concreto tomando compresión de tal manera que los dos materiales formen un par resistente contra el momento externo (Figura 3). Esto es generalmente un concepto fácil para ingenieros familiarizados con concreto reforzado.

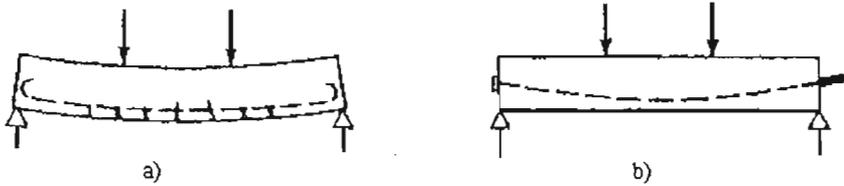


Figura 3. Viga de concreto

- a) Simplemente reforzada - grietas y deflexiones excesivas
- b) Presforzada – sin grietas y con pequeñas deflexiones

En el concreto presforzado se usa acero de alta resistencia que tendrá que fluir (siempre y cuando la viga sea dúctil) antes de que su resistencia sea completamente alcanzada. Si el acero de alta resistencia es simplemente embebido en el concreto, como en el refuerzo ordinario de concreto, el concreto alrededor tendrá que agrietarse antes de que la resistencia total del acero se desarrolle (Figura 4).

De aquí que es necesario pre-estirar o presforzar al acero. Presforzando y anclando al acero contra el concreto, se producen esfuerzos deseables. Estos esfuerzos permiten la utilización segura y económica de los dos materiales para claros grandes lo cual no puede lograrse en el concreto simplemente reforzado.

MOMENTOS FLEXIONANTES				
Viga	Condición	D.M.F. ( $w$ )	D.M.F. ( $P$ )	D.M.F. (total)
I			$0$	
II			$P e$	
III			$P e$	$0$

Figura 4. Diagramas de momentos debidos a carga vertical y al presfuerzo para una viga simplemente apoyada.

En la Figura 4 se muestran como ejemplo los diagramas de momentos debidos a carga vertical y al presfuerzo para una viga simplemente apoyada. La carga vertical es la misma para los tres casos que se muestran; sin embargo, los diagramas de momento debidos a la fuerza de presfuerzo son

distintos. La viga I tiene preesfuerzo axial, es decir, el centro de gravedad de los torones se encuentra en el eje neutro de la sección. Aparentemente, no existe ventaja alguna al colocar preesfuerzo axial. La viga II muestra un diagrama de momento constante debido a que el preesfuerzo se aplica con excentricidad y su trayectoria es recta a lo largo de toda la viga; en los extremos no existe momento por cargas que disminuya la acción del preesfuerzo, por lo que éste se deberá suprimir con encamisados o dispositivos similares. Por último, en la viga III se tiene una distribución de momentos debidos al preesfuerzo similar a la curva debida a la carga vertical; el preesfuerzo así colocado contrarresta el efecto de las cargas en cada sección de la viga.

### Momentos flexionantes a lo largo de vigas presforzadas simplemente apoyadas

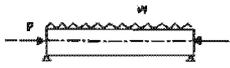
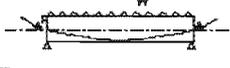
		ESFUERZOS												
Viga	Condición	AL CENTRO DEL CLARO				EN EL EXTREMO								
		Carga (W)	Preesfuerzo Axial	Preesfuerzo Excéntrico	Total	Carga (W)	Preesfuerzo Axial	Preesfuerzo Excéntrico	Total					
I			-		+	0	=		-		+	0	=	
II			-		+		=		-		+		=	
III			-		+		=		-		+	0	=	

Figura 5. Esfuerzos al centro del claro y en los extremos de vigas simplemente apoyadas con y sin preesfuerzo

La Figura 5 muestra los diagramas de esfuerzo para las mismas vigas tanto al centro del claro como en los extremos. Al centro del claro se aprecia que el comportamiento de la primera viga mejora con el preesfuerzo aunque sea sólo axial ya que las tensiones finales que se presentan en la fibra inferior son menores que para una viga sin presforzar; para las otras dos vigas estos esfuerzos son todavía menores por el momento provocado por el preesfuerzo excéntrico. En los extremos, la primera y tercera vigas presentan esfuerzos sólo de compresión, mientras que la viga II presenta esfuerzos de tensión y compresión, estos últimos mayores a los de las otras dos vigas debido a la existencia de preesfuerzo excéntrico.

## 1.2.2 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL CONCRETO PRESFORZADO.

### Ventajas

- Se tiene una mejoría del comportamiento bajo la carga de servicio por el control del agrietamiento y la deflexión
- Permite la utilización de materiales de alta resistencia
- Elementos más eficientes y esbeltos, menos material
- Mayor control de calidad en elementos pretensados (producción en serie). Siempre se tendrá un control de calidad mayor en una planta ya que se trabaja con más orden y los trabajadores están más controlados
- Mayor rapidez en elementos pretensados. El fabricar muchos elementos con las mismas dimensiones permite tener mayor rapidez.

### Desventajas

- Se requiere transporte y montaje para elementos pretensados. Esto puede ser desfavorable según la distancia a la que se encuentre la obra de la planta
- Mayor inversión inicial
- Diseño más complejo y especializado (juntas, conexiones, etc)
- Planeación cuidadosa del proceso constructivo, sobre todo en etapas de montaje.
- Detalles en conexiones, uniones y apoyos

## 1.2.3 CLASIFICACIÓN Y TIPOS.

### Pretensado

El término pretensado se usa para describir cualquier método de preesforzado en el cual los tendones se tensan antes de colocar el concreto.

Los tendones, que generalmente son de cable torcido con varios torones de varios alambres cada uno, se re-estiran o tensan entre apoyos que forman parte permanente de las instalaciones de la planta, como se ilustra en la Figura 6.

Se mide el alargamiento de los tendones, así como la fuerza de tensión aplicada por los gatos.

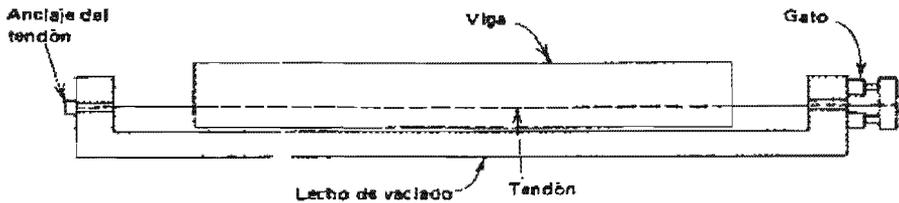


Figura 6. Fabricación de un elemento pretensado.

Con la cimbra en su lugar, se vacía el concreto en torno al tendón esforzado. A menudo se usa concreto de alta resistencia a corto tiempo, a la vez que curado con vapor de agua, para acelerar el endurecimiento del concreto. Después de haberse logrado suficiente resistencia, se alivia la presión en los gatos, los torones tienden a acortarse, pero no lo hacen por estar ligados por adherencia al concreto. En esta forma, el preesfuerzo es transferido al concreto por adherencia, en su mayor parte cerca de los extremos de la viga, y no se necesita de ningún anclaje especial.

Características:

1. Pieza prefabricada
2. El preesfuerzo se aplica antes que las cargas
3. El anclaje se da por adherencia
4. La acción del preesfuerzo es interna
5. El acero tiene trayectorias rectas
6. Las piezas son generalmente simplemente apoyadas (elemento estático)

## Postensado

Contrario al pretensado el postensado es un método de preesforzado en el cual el tendón que va dentro de unos conductos es tensado después de que el concreto ha fraguado. Así el preesfuerzo es casi siempre ejecutado externamente contra el concreto endurecido, y los tendones se anclan contra el concreto inmediatamente después del preesforzado. Este método puede aplicarse tanto para elementos prefabricados como colados en sitio.

Generalmente se colocan en los moldes de la viga conductos huecos que contienen a los tendones no esforzados, y que siguen el perfil deseado, antes de vaciar el concreto, como se ilustra en la siguiente figura:

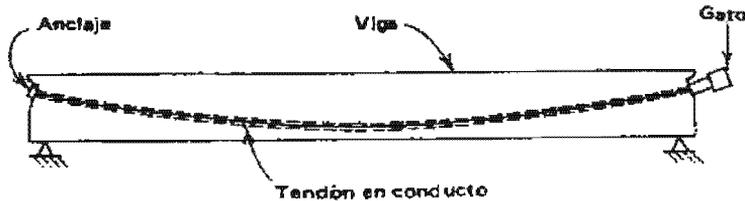


Figura 7. Fabricación de un elemento postensado

Características:

1. Piezas prefabricadas o coladas en sitio.
2. Se aplica el preesfuerzo después del colado.
3. El anclaje requiere de dispositivos mecánicos.
4. La acción del preesfuerzo es externa.
5. La trayectoria de los cables puede ser recta o curva.
6. La pieza permite continuidad en los apoyos (elemento hiperestático).

### Elementos pre y postensados

Hay ocasiones en que se desean aprovechar las ventajas de los elementos pretensados pero no existe suficiente capacidad en las mesas de colado para sostener el total del preesfuerzo requerido por el diseño del elemento; en otras, por las características particulares de la obra, resulta conveniente aplicar una parte del preesfuerzo durante alguna etapa posterior a la fabricación. Al menos ante estas dos situaciones, es posible dejar ahogados ductos en el elemento pretensado para postensarlo después, ya sea en la planta, a pie de obra o montado en el sitio.

#### 1.2.4 ESTADOS DE CARGA.

Una de las peculiares consideraciones en el concreto preesforzado es la diversidad de los estados de carga a los cuales el miembro o estructura es sujeto. Para estructuras coladas en sitio, el concreto preesforzado tiene que diseñarse por lo menos para dos estados de carga: el estado inicial durante el preesforzado y el estado final bajo las cargas externas. Para elementos prefabricados, un tercer estado por transporte debe revisarse. Durante cada uno de estos estados, hay diferentes etapas en las cuales la estructura puede estar bajo diferentes condiciones.

**Estado inicial.** El elemento está bajo preesfuerzo pero no está sujeto a ninguna carga externa superpuesta. Este estado puede dividirse en los siguientes periodos:

**Durante el tensado.** Esta es una prueba crítica para la resistencia de los tendones. Generalmente, el máximo esfuerzo al cual los tendones estarán sujetos a través de su vida ocurre en éste periodo. Para el concreto, las operaciones de preesforzado imponen varias pruebas en la producción de la resistencia en los anclajes. Debido a que el concreto no tiene la resistencia especificada en el momento en el que el preesfuerzo es máximo, es posible la trituración del concreto en los anclajes si su resistencia no es adecuada.

**En la transferencia del preesfuerzo.** Para elementos pretensados, la transferencia del preesfuerzo se hace en una operación y en un periodo muy corto. Para elementos postensados, la transferencia es generalmente gradual, y el preesfuerzo en los tendones puede ser transferido al concreto uno por uno. En ambos casos no hay carga externa en el elemento excepto su peso en el caso del postensado.

**Estado intermedio.** Este es el estado durante la transportación y montaje. Ocurre sólo para elementos prefabricados cuando son transportados al sitio y montados en su lugar. Es muy importante asegurar que los miembros sean manejados y soportados apropiadamente en todo momento. Por ejemplo, una viga simple diseñada para ser soportada en sus esquinas se romperá fácilmente si se levanta por el centro. No sólo debe ponerse atención durante el montaje del elemento, sino también cuando se le agreguen las cargas muertas superpuestas.

**Estado final.** Como para otros tipos de estructuras, el diseñador debe considerar varias combinaciones de cargas vivas en diferentes partes de la estructura con cargas laterales tales como fuerzas de viento y sismo, y cargas por esfuerzos tal como aquellas producidas por asentamientos de apoyos y efectos de temperatura. Para estructuras presforzadas de concreto, especialmente los tipos no convencionales, es usualmente necesario investigar sus cargas últimas y de agrietamiento, su comportamiento bajo sus cargas reales de sostenimiento en adición a la carga de trabajo.

Tanto el análisis como el diseño del concreto preesforzado puede necesitar de la consideración de varios estados de carga, tal como sigue:

1. Preesfuerzo inicial, inmediatamente después de la transferencia, cuando solo  $P_i$  actúa en el concreto.
2. Preesfuerzo inicial más peso propio del miembro.
3. Preesfuerzo inicial más la totalidad de la carga muerta.
4. Preesfuerzo efectivo,  $P_e$ , después de ocurridas las pérdidas más las cargas de servicio consistentes en la totalidad de la carga muerta más las cargas vivas esperadas.
5. Carga última cuando se incrementan las cargas esperadas de servicio mediante factores de carga, y el miembro se encuentra al inicio de la falla.

Los valores de mayor interés en el cálculo de los esfuerzos en el concreto son el preesfuerzo inicial  $P_i$  y el preesfuerzo efectivo  $P_e$ .

## 1.3 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

### 1.3.1 Concreto de alta resistencia

El concreto que se usa en la construcción presforzada se caracteriza por una mayor resistencia que aquel que se emplea en concreto reforzado ordinario. Se le somete a fuerzas más altas, y por lo tanto un aumento en su calidad generalmente conduce a resultados más económicos. El uso de concreto de alta resistencia permite la reducción de las dimensiones de la sección de los miembros a un mínimo, lo grandose ahorros significativos en carga muerta siendo posible que grandes claros resulten técnica y económicamente posibles. Las objetables deflexiones y el agrietamiento, que de otra manera estarían asociados con el empleo de miembros esbeltos sujetos a elevados esfuerzos, pueden controlarse con facilidad mediante el preesfuerzo.

La práctica actual pide una resistencia de 350 a 500 kg/cm<sup>2</sup> para el concreto preesforzado, mientras el valor correspondiente para el concreto reforzado es de 200 a 250 kg/cm<sup>2</sup> aproximadamente.

Existen otras ventajas. El concreto de alta resistencia tiene un módulo de elasticidad más alto que el concreto de baja resistencia, de tal manera que se reduce cualquier pérdida de la fuerza pretensora debido al acortamiento elástico del concreto. Las pérdidas por flujo plástico que son aproximadamente proporcionales a las pérdidas elásticas, son también menores.

Alta resistencia en el concreto preesforzado es necesaria por varias razones:

*Primero*, para minimizar su costo, los anclajes comerciales para el acero de preesfuerzo son siempre diseñados con base de concreto de alta resistencia. De aquí que el concreto de menor resistencia requiere anclajes especiales o puede fallar mediante la aplicación del preesfuerzo. Tales fallas pueden tomar lugar en los apoyos o en la adherencia entre el acero y el concreto, o en la tensión cerca de los anclajes.

*Segundo*, el concreto de alta resistencia a la compresión ofrece una mayor resistencia a tensión y cortante, así como a la adherencia y al empuje, y es deseable para las estructuras de concreto preesforzado ordinario.

*Por último*, otro factor es que el concreto de alta resistencia está menos expuesto a las grietas por contracción que aparecen frecuentemente en el concreto de baja resistencia antes de la aplicación del preesfuerzo.

Para obtener una resistencia de 350 kg/cm<sup>2</sup>, es necesario usar una relación agua-cemento no mayor de 0.45 en peso. Con el objeto de facilitar el colado, se necesitaría un revenimiento de 5 a 10 cm a menos que se fuera a aplicar el vibrador más tiempo de lo ordinario.

### 1.3.2 Características de esfuerzo-deformación del concreto

En el concreto preesforzado, es tan importante conocer las deformaciones como los esfuerzos. Esto es necesario para estimar la pérdida de preesfuerzo en el acero y para tenerlo en cuenta para otros efectos del acortamiento elástico. Tales deformaciones pueden clasificarse en cuatro tipos: deformaciones elásticas, deformaciones laterales, deformaciones plásticas, y deformaciones por contracción.

### 1.3.3 Deformaciones elásticas

El término deformaciones elásticas es un poco ambiguo, puesto que la curva esfuerzo-deformación para el concreto no es una línea recta aun a niveles normales de esfuerzo (Figura 8), ni son enteramente recuperables las deformaciones. Pero, eliminando las deformaciones plásticas de esta consideración, la porción inferior de la curva esfuerzo-deformación instantánea, que es relativamente recta, puede llamarse convencionalmente elástica. Entonces es posible obtener valores para el módulo de elasticidad del concreto. El módulo varía con diversos factores, notablemente con la resistencia del concreto, la edad del mismo, las propiedades de los agregados y el cemento, y la definición del módulo de elasticidad en sí, si es el módulo tangente, inicial o secante. Aún más, el módulo puede variar con la velocidad de la aplicación de la carga y con el tipo de muestra o probeta, ya sea un cilindro o una viga. Por consiguiente, es casi imposible predecir con exactitud el valor del módulo para un concreto dado.

Del solo estudio de las curvas de esfuerzo-deformación resulta obvio que el concepto convencional de módulo de elasticidad no tiene sentido en el concreto. Por lo tanto, es necesario recurrir a definiciones arbitrarias, basadas en consideraciones empíricas. Así, se puede definir el módulo tangente inicial o tangente a un punto determinado de la curva esfuerzo-deformación y el módulo secante entre dos puntos de la misma.

El módulo secante se usa en ensayos de laboratorio para definir la deformabilidad de un concreto dado. La ASTM recomienda la pendiente de la línea que une los puntos de la curva correspondiente a una deformación de 0.00005 y al 40% de la carga máxima.

Se han propuesto muchas relaciones que expresan el módulo de elasticidad en función de la resistencia del concreto. Para concreto tipo I de peso volumétrico:  $\gamma = 2200 \text{ kg/cm}^2$ .

$$E_c = 14,000 \sqrt{f'_c} \quad (f'_c \text{ en kg/cm}^2)$$

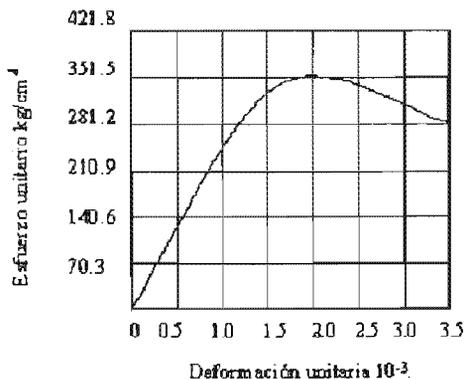


Figura 8. Curva típica esfuerzo-deformación para concreto de  $350 \text{ kg/cm}^2$ .

### 1.3.3.1. Deformaciones laterales.

Cuando al concreto se le comprime en una dirección, al igual que ocurre con otros materiales, éste se expande en la dirección transversal a la del esfuerzo aplicado. La relación entre la deformación transversal y la longitudinal se conoce como relación de Poisson.

La relación de Poisson varía de 0.15 a 0.20 para concreto.

### 1.3.3.2. Deformaciones plásticas.

La plasticidad en el concreto es definida como deformación dependiente del tiempo que resulta de la presencia de un esfuerzo.

Así definimos al flujo plástico como la propiedad de muchos materiales mediante la cual ellos continúan deformándose a través de lapsos considerables de tiempo bajo un estado constante de esfuerzo o carga. La velocidad del incremento de la deformación es grande al principio, pero disminuye con el tiempo, hasta que después de muchos meses alcanza un valor constante asintóticamente.

Se ha encontrado que la deformación por flujo plástico en el concreto depende no solamente del tiempo, sino que también depende de las proporciones de la mezcla, de la humedad, de las condiciones del curado, y de la edad del concreto a la cual comienza a ser cargado. La deformación por flujo plástico es casi directamente proporcional a la intensidad del esfuerzo. Por lo tanto es posible relacionar a la deformación por flujo plástico con la deformación elástica inicial mediante un coeficiente de flujo plástico definido tal como sigue:

$$C_e = \frac{\epsilon_{ca}}{\epsilon_{ci}}$$

1.6

Dónde  $\epsilon_{ci}$  es la deformación inicial elástica y  $\epsilon_{ca}$  es la deformación adicional en el concreto, después de un periodo largo de tiempo, debida al flujo plástico.

### 1.3.3.3. Deformaciones por contracción.

Las mezclas para concreto normal contienen mayor cantidad de agua que la que se requiere para la hidratación del cemento. Esta agua libre se evapora con el tiempo, la velocidad y la terminación del secado dependen de la humedad, la temperatura ambiente, y del tamaño y forma del espécimen del concreto. El secado del concreto viene aparejado con una disminución en su volumen, ocurriendo este cambio con mayor velocidad al principio que al final.

De esta forma, la contracción del concreto debida al secado y a cambios químicos depende solamente del tiempo y de las condiciones de humedad, pero no de los esfuerzos.

La magnitud de la deformación de contracción varía por muchos factores. Por un lado, si el concreto es almacenado bajo el agua o bajo condiciones muy húmedas, la contracción puede ser cero. Puede haber expansiones para algunos tipos de agregados y cementos. Por otro lado, para una combinación de ciertos agregados y cemento, y con el concreto almacenado bajo condiciones muy secas, puede esperarse una deformación grande del orden de 0.001.

La contracción del concreto es algo proporcional a la cantidad de agua empleada en la mezcla. De aquí que si se quiere la contracción mínima, la relación agua cemento y la proporción de la pasta de cemento deberá mantenerse al mínimo.

La calidad de los agregados es también una consideración importante. Agregados más duros y densos de baja absorción y alto módulo de elasticidad expondrán una contracción menor. Concreto que contenga piedra caliza dura tendrá una contracción menor que uno con granito, basalto, y arenisca de igual grado, aproximadamente en ese orden.

La cantidad de contracción varía ampliamente, dependiendo de las condiciones individuales.

Para propósitos de diseño, un valor promedio de deformación por contracción será de 0.0002 a 0.0006 para las mezclas usuales de concreto empleadas en las construcciones presforzadas.

El valor de la contracción depende además de las condiciones del ambiente.

#### **1.3.4 Concreto ligero**

El concreto ligero se logra mediante el empleo de agregados ligeros en la mezcla. El concreto ligero ha sido usado donde la carga muerta es un factor importante y el concreto de peso normal es muy pesado para ser práctico. Es un material apropiado para la construcción de puentes de trabe cajón. Debido a que las propiedades físicas de los agregados normales y ligeros son diferentes, sus factores de diseño también varían. Sin embargo, los procedimientos de diseño son idénticos.

El concreto ligero ha sido particularmente útil en estructuras de varios niveles, donde se requieren peraltes mínimos y la ubicación para las columnas está limitada, y en puentes muy altos donde la carga muerta de la superestructura requiere columnas y estribos excesivamente grandes para resistir las fuerzas sísmicas. El peso reducido del concreto minimiza la cantidad de acero de refuerzo en la superestructura y concreto y acero de refuerzo en la subestructura al grado de que el ahorro en los materiales pueda contrarrestar el ligeramente más elevado costo de los agregados ligeros.

Los esfuerzos por carga muerta en puentes de trabe cajón en voladizo con claros de 230 metros son alrededor del 90% de los esfuerzos totales. Es así obvio que reducir la carga muerta es un enfoque lógico para la construcción de claros grandes más económicos.

La deformación del concreto es dependiente del tiempo debido al flujo plástico y a la contracción, es de importancia crucial en el diseño de estructuras de concreto preesforzado, debido a que estos cambios volumétricos producen una pérdida en la fuerza pretensora y debido a que ellos producen cambios significativos en la deflexión.

## 1.4. PÉRDIDA DEL PRESFUERZO.

### 1.4.1. PÉRDIDA PARCIAL DE LA FUERZA DE PREESFUERZO.

A partir de la fuerza de tensado original en un elemento de concreto preesforzado se presentarán pérdidas que deben considerarse para calcular la fuerza de preesfuerzo de diseño efectiva que deberá existir cuando se aplique la carga.

De cualquier modo, la fuerza efectiva no puede medirse fácilmente; sólo se puede determinar convencionalmente la fuerza total en los tendones en el momento de presforzarlos (preesfuerzo inicial). El preesfuerzo efectivo es menor que el preesfuerzo inicial y a la diferencia entre estos dos valores se le llama pérdida de la fuerza de presforzado.

Las pérdidas en la fuerza de preesfuerzo se pueden agrupar en dos categorías: aquellas que ocurren inmediatamente durante la construcción del elemento, llamadas pérdidas instantáneas y aquellas que ocurren a través de un extenso periodo de tiempo, llamadas pérdidas diferidas o dependientes del tiempo. La fuerza de preesfuerzo o fuerza de tensado del gato  $P_t$ , puede reducirse inmediatamente a una fuerza inicial  $P_i$  debido a las pérdidas por deslizamiento del anclaje, fricción, relajación instantánea del acero, y el acortamiento elástico del concreto comprimido. A medida que transcurre el tiempo, la fuerza se reduce gradualmente, primero rápidamente y luego lentamente, debido a los cambios de longitud provenientes de la contracción y el flujo plástico del concreto y debido a la relajación diferida del acero altamente esforzado. Después de un periodo de muchos meses, o aún años, los cambios posteriores en los esfuerzos llegan a ser insignificantes, y se alcanza una fuerza pretensora constante definida como la fuerza pretensora efectiva o final  $P_f$ .

Para calcular las diferentes pérdidas de preesfuerzo existen diferentes fórmulas en varios libros y en los diferentes códigos de distintos países.

Las pérdidas de presforzado en miembros contruidos y presforzados en una sola etapa, pueden tomarse como:

En miembros pretensados:

$$D_{PT} = D_{AE} + D_{CC} + D_{FP} + D_{RE} \quad 1.4.1$$

En miembros postensados

$$D_{PT} = D_{FR} + D_{DA} + D_{AE} + D_{CC} + D_{FP} + D_{RE} \quad 1.4.2$$

donde:

D = Delta

D PT = pérdida total (kg/cm<sup>2</sup>)

D FR = pérdida debido a fricción (kg/cm<sup>2</sup>)

D DA = pérdida debido al deslizamiento del anclaje (kg/cm<sup>2</sup>)

D AE = pérdida debido al acortamiento elástico (kg/cm<sup>2</sup>)

D CC = pérdida debido a la contracción (kg/cm<sup>2</sup>)

D FP = pérdida debido al flujo plástico del concreto (kg/cm<sup>2</sup>)

D RE = pérdida debido a la relajación del acero (kg/cm<sup>2</sup>)

En la Tabla A se muestran los diferentes tipos de pérdidas que existen y en que etapa ocurren.

Tabla A. Tipos de pérdidas de preesfuerzo.

Tipo de pérdida	Etapa de ocurrencia	
	Elementos pretensados	Elementos postensados
Deslizamiento del anclaje	-----	En la transferencia
Acortamiento elástico del concreto	En la transferencia	Al aplicar los gatos
Relajación instantánea del acero	Antes de la transferencia	-----
Fricción	-----	Al aplicar los gatos
Contracción del concreto	Después de la transferencia	Después de la transferencia
Flujo plástico del concreto	Después de la transferencia	Después de la transferencia
Relajación diferida del acero	Después de la transferencia	Después de la transferencia

## 1.5. DISEÑO.

El diseño de elementos de concreto preesforzado consiste en proponer el elemento que funcional y económicamente sea óptimo, para determinadas acciones y características geométricas de la obra, esto es, proporcionarle preesfuerzo y refuerzo para que tenga un comportamiento adecuado durante todas sus etapas ante cargas de servicio y cargas últimas. Es claro que ante esta perspectiva, el elemento o sección típica a utilizar no es una incógnita sino un dato que el diseñador de acuerdo a sus conocimientos y experiencia debe proporcionar.

### 1.5.1 ESTADO DE ESFUERZOS

En cada una de las etapas por las que pasa un elemento preesforzado, deben revisarse los esfuerzos que actúan en el elemento (Figura 3.2). La siguiente expresión engloba las distintas acciones y las características geométricas de la sección en las distintas etapas. El esfuerzo en cada fibra de cada sección,  $f$ , está dado por:

$$f = \frac{P}{A_{gs}} \pm \frac{Pe y_{gs}}{I_{gs}} \pm \frac{M_{pp} y_{gs}}{I_{gs}} \pm \frac{M_r y_{gs}}{I_{gs}} \pm \frac{M_{cm} y_{sc}}{I_{sc}} \pm \frac{M_{cv} y_{sc}}{I_{sc}} \quad 1.5.2$$

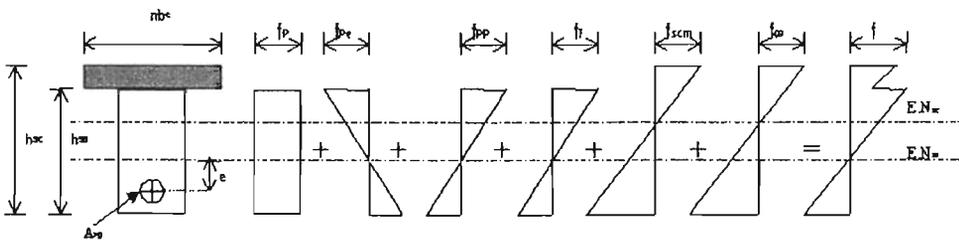


Figura 1.5.2. Esfuerzos en cualquier sección de la viga tanto en la etapa simple como en la compuesta.

donde las acciones están dadas por

$P$  = fuerza de preesfuerzo efectiva

$e$  = excentricidad del preesfuerzo

$M_{pp}$  = momento por peso propio

$M_f$  = momento debido al firme

$M_{cma}$  = momento debido a la sobrecarga muerta

$M_{cv}$  = momento debido a la carga viva

y las propiedades geométricas son

$A$  = área de la sección

$I$  = momento de inercia de la sección

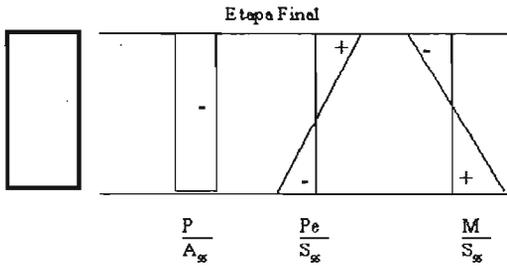
$y$  = distancia a la fibra donde se calculan los esfuerzos

Los subíndices  $ss$  y  $sc$  se refieren a sección simple y sección compuesta, respectivamente.

### **preesfuerzo**

Se puede hacer una estimación inicial de la cantidad de preesfuerzo analizando los esfuerzos finales del elemento e igualándolos con los esfuerzos permisibles. Analizaremos los esfuerzos inferiores debido a que por lo general son más críticos.

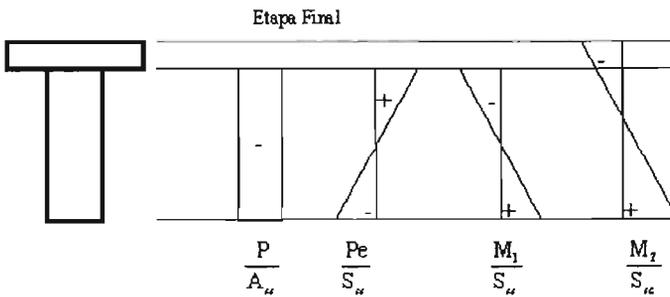
## SECCIÓN SIMPLE.



$$P = \left( \frac{M}{S_1} - f_p \right) \left( \frac{1}{\frac{1}{A} + \frac{e}{S_1}} \right) - \frac{P}{A} - \frac{P \times e}{S_1} + \frac{M}{S_1} = f_p$$

1.5.3.

## SECCIÓN COMPUESTA



1.5.4

$$P = \frac{\left( \frac{M_1}{S_{11}} + \frac{M_2}{S_{1c}} - f_p \right)}{\left( \frac{1}{A_{sc}} + \frac{e_{11}}{S_{sc}} \right)} - \frac{P}{A_{sc}} - \frac{Pe}{S_{sc}} + \frac{M_1}{S_{sc}} + \frac{M_2}{S_{sc}} = f_p$$

### 1.5.2. Revisión de esfuerzos permisibles

En el método de diseño por carga de servicio o diseño por esfuerzos permisibles, las cargas de trabajo o sin factorizar proporcionan la base para el cálculo de la resistencia del concreto. En flexión, los esfuerzos máximos calculados elásticamente no pueden exceder los esfuerzos de trabajo o permisibles.

El método de esfuerzo permisible implica que se satisface automáticamente el estado límite último si no se exceden los esfuerzos permisibles.

Generalmente, en la práctica actual, las dimensiones del concreto y la fuerza pretensora para las vigas se escogen en forma tal de no exceder los límites de esfuerzos especificados a medida que la viga pasa del estado descargado al estado de servicio. Tanto el concreto como el acero se pueden considerar elásticos en este rango. Después de que se han seleccionado tentativamente las dimensiones del miembro sobre estas bases, si fuera necesario se deberá revisar las deflexiones bajo los estados de carga de interés y la resistencia última del miembro.

Esta proposición es razonable, considerando que uno de los objetivos más importantes del preesfuerzo es mejorar el comportamiento bajo cargas de servicio. El criterio del comportamiento bajo cargas de servicio es el que determina la magnitud de la fuerza pretensora a usarse, aunque los requisitos de resistencia pueden determinar el área total del acero a tensión.

### 1.5.3. ESFUERZOS PERMISIBLES

Esfuerzos permisibles en el concreto

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

Compresión	$0.6 f'_{ci}$
Tensión en miembros sin refuerzo en la zona de tensión	$\sqrt{f'_{ci}}$

Esfuerzos bajo cargas muerta y viva de servicio

Compresión	$0.45 f'_{c}$
Tensión	$1.6\sqrt{f'_{c}}$

Esfuerzos permisibles en el acero de preesfuerzo

Debido a la fuerza aplicada en el gato  $0.8 f_{sr}$

Inmediatamente después de la transferencia  $0.7 f_{sr}$

### 1.5.4. ETAPAS A REVISAR.

Se deben de revisar las siguientes etapas críticas:

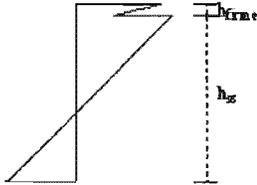
Etapas final

En esta etapa actúan todas las cargas sobre el elemento, incluyendo a las cargas vivas. Los esfuerzos máximos se deberán comparar con los permisibles.

El esfuerzo en la cara inferior es:

$$f_i = -\frac{P_f}{A_{ss}} - \frac{P_f \times e}{S_{ssi}} + \frac{M_1}{S_{ssi}} + \frac{M_2}{S_{sci}} \leq 1.6 \sqrt{f'c} \quad 1.5.5.$$

Los esfuerzos en la cara superior se consideran sobre la sección simple:



$$f_s = -\frac{P_f}{A_{ss}} + \frac{P_f \times e}{S_{ssi}} - \frac{M_1}{S_{ssi}} - \frac{M_2}{S_{sci}} \left( \frac{y_{scs} - h_{cme}}{y_{scs}} \right) \leq 0.45 f'c \quad 1.5.6$$

### Transferencia

Esta etapa es cuando se transfiere el preesfuerzo al elemento y sólo estarán actuando los esfuerzos debido al preesfuerzo y el peso propio del elemento, los cuales deberán compararse contra los esfuerzos permisibles de tensión y compresión.

$$f_i = -\frac{P_i}{A_{ss}} - \frac{P_i \times e}{S_{ssi}} + \frac{M_{pp}}{S_{ssi}} \leq \sqrt{f'c} \quad 1.5.7$$

$$f_s = -\frac{P_i}{A_{ss}} + \frac{P_i \times e}{S_{ssi}} - \frac{M_{pp}}{S_{ssi}} \leq 0.6 f'c \quad 1.5.8$$

El elemento se deberá revisar desde el centro del claro hasta los extremos. En las secciones en donde sobrepase los esfuerzos permisibles, cierto número de tendones se podrá encamisar o enductar. Los tendones encamisados no actúan sobre el elemento. Se deberá revisar el momento resistente en donde se encamise.

### 1.5.5. REVISIÓN POR RESISTENCIA ÚLTIMA.

El método de diseño por resistencia o método de factor de carga es esencialmente un diseño de estados límites con énfasis en los estados límites últimos, revisando los estados límite de serviciabilidad después de que el diseño original éste completo.

En este criterio, las cargas de trabajo en el diseño son multiplicadas por factores de carga y la estructura es diseñada para resistir hasta su capacidad última las cargas factorizadas. Los factores de carga asociados con un tipo de carga son ajustados para reflejar el grado de variación e incertidumbre de esa carga.

Se especifican los valores de factores de carga para diversas combinaciones de acciones. Expresado en forma sencilla, factor de carga es la cantidad por la que deben multiplicarse las cargas para obtener la máxima capacidad de la estructura. Para combinaciones de carga comunes (CM + CV), se especifica un factor de carga de 1.4. Para combinaciones de carga excepcionales (CM + CV + CA), se aplicará un factor de carga de 1.1.

El momento último actuante será:

$$M_u = F_c M_s < M_R \quad 1.5.9.$$

dónde:

$F_c$  = Factor de carga.

$M_s$  = Momento de servicio.

$M_R$  = Momento resistente

La resistencia de los elementos a ciertos efectos se tiene aplicando alguna teoría acertada. La resistencia obtenida se afecta de un factor de reducción, que afecta a diversos valores de acuerdo al tipo de efecto:

Para flexión:  $FR = 0.9$

Para cortante:  $FR = 0.8$ .

Para flexocompresión:  $FR = 0.75$ .

Se establece que cuando la resistencia del concreto no es mayor que 350 kg/cm<sup>2</sup>, y el preesfuerzo efectivo o final no es menor que la mitad del esfuerzo resistente,  $f_{sr}$ , del acero de preesfuerzo, el esfuerzo en el acero de preesfuerzo  $f_{sp}$  cuando se alcanza la resistencia puede calcularse para secciones con preesfuerzo total como:

$$f_{sp} = f_{sr} \left[ 1 - 0.5 \left( P_p \frac{f_{sx}}{f'_c} - q' \right) \right] \quad 1.5.10$$

### 1.5.6. REVISIÓN POR CORTANTE.

#### CORTANTE VERTICAL

El cortante total resistente del elemento es:

$$V_R = V_{CR} + V_s \quad 1.5.11$$

Donde:

$V_{CR}$  = cortante que resiste el concreto.

$V_s$  = cortante que resiste el acero

$$V_s = \frac{A_v F_y F_R d_p}{s} \quad 1.5.12$$

Donde:

$A_v$  = Área de los estribos verticales

$s$  = separación de estribos

$$s = \frac{A_p F_y F_R d_p}{V_u - V_{CR}} \quad 1.5.13$$

### Secciones con preesfuerzo total.

El cortante que resiste el concreto en secciones con preesfuerzo total se calculará con la siguiente fórmula:

$$V_{CR} = F_R b d \left[ 0.15 \sqrt{f^* c} + 50 \frac{V}{M} d_p \right] \quad 1.5.14$$

$$V_{CR \max} = 2 F_R b d \sqrt{f^* c}$$

$$V_{CR \min} = 0.5 F_R b d \sqrt{f^* c}$$

Se deberá calcular el cortante actuante o de servicio y se multiplicará por su factor de carga. Este valor deberá ser menor que el cortante que resiste el concreto:

$$V_U = F_c V_s = 1.4 V_s < V_{CR}$$

Si no se cumple esto, se deberá se agregar acero de refuerzo para resistir el cortante excedente.

### Secciones con preesfuerzo parcial .

En secciones con preesfuerzo parcial y en secciones con preesfuerzo total donde los tendones no estén adheridos, o situados en la zona de transferencia, se aplicarán las fórmulas de cortante para elementos reforzados.

$$\text{si } \rho < 0.01, \quad V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30 \rho) \sqrt{f^* c} \quad 1.5.15$$

$$\text{si } \rho \geq 0.01, \quad V_{CR} = 0.5F_R b d \sqrt{f^* c}$$

1.5.16

donde  $r$  = cuantía de acero de refuerzo.

### 1.5.7. CORTANTE HORIZONTAL.

Fuerzas cortantes horizontales actúan entre las superficies de elementos compuestos sujetos a flexión. Estas fuerzas horizontales son debido al gradiente de momento resultante de las fuerzas cortantes verticales. Es necesario transferir totalmente estas las fuerzas horizontales a los elementos de soporte para que el elemento no falle en esa parte.

Los elementos resistentes a la fuerza cortante horizontal son la fricción que existe entre los elementos y conectores entre estos. Por lo general los estribos existentes serán suficientes para resistir estas fuerzas, de lo contrario deberán de agregarse conectores adicionales.

A continuación se muestra un método de diseño para el cortante horizontal.

$$\text{Si } a \geq t_f \Rightarrow F_h = f'' c b t_f$$

$$\text{Si } a \leq t_f \Rightarrow F_h = f'' c b a$$

$$F_h = T_{sp} = A_{sp} \times f_{sp} = C$$

$$\text{si } F_h > 2.8 \times F_R \times b_v \times L_{vh} \Rightarrow \text{Necesita conectores}$$

donde:

$b$  = ancho total

$t_f$  = espesor de la sección compuesta menos la sección simple

$a$  = ancho del bloque de compresión.

$b_v$  = ancho de la superficie de contacto

$L_{vh}$  = longitud del cortante horizontal

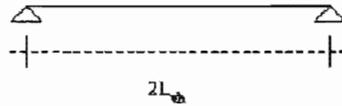


Figura 1.5.3 longitud del cortante horizontal.

Área de acero transversal ( $A_v$ ):

$$\begin{array}{l}
 \text{La menor de:} \\
 A_{v \min 1} = \frac{F_h \times F_{h \min}}{F_R \times 70 \times b_v \times L_{vh} \times f_y} \\
 A_{v \min 2} = \frac{8.4 \times b_v \times L_{vh}}{f_y} \\
 \text{La mayor de:} \\
 A_{v \max 1} \\
 A_{v \max 2} = \frac{3.5 \times b_v \times L_{vh}}{f_y} \\
 A_v
 \end{array}$$

$$\text{donde } F_{h \min} \leq \begin{cases} F_h \\ 0.25f'_c \times L_{vh} \times b_v \\ 70 b_v \times L_{vh} \end{cases}$$

### 1.5.8. REVISIÓN POR ACERO MÍNIMO.

#### Momento de agrietamiento.

Cuando recién se aplica la fuerza del gato al elemento y el cable se estira entre los apoyos, el esfuerzo en el acero es  $f_i$ . Después de la transferencia de la fuerza al miembro del concreto, ocurre una reducción inmediata del esfuerzo hasta su nivel inicial  $f_i$ , debido al acortamiento elástico del concreto. Al mismo tiempo, comienza a actuar el peso propio a medida que la viga se empieza a combar hacia arriba. Aquí suponemos que todas las pérdidas dependientes del tiempo ocurren antes de la aplicación de las cargas sobrepuestas, en forma tal que el esfuerzo se continúa reduciendo hasta su nivel efectivo o final de preesfuerzo,  $f_e$ .

A medida en que se agregan las cargas muerta y viva sobrepuestas, ocurre un pequeño incremento en el esfuerzo del acero. Suponiendo que se mantiene una adherencia perfecta entre el acero y el

concreto, este incremento debe ser  $n_p$  veces el incremento en el esfuerzo en el concreto al nivel del acero. El cambio es entre el 3 ó 4% del esfuerzo inicial y se desprecia por lo general en los cálculos.

A menos que la viga se haya agrietado antes de la aplicación de las cargas debido a la contracción u otras causas, no existe una modificación substancial en el comportamiento hasta la carga de descompresión, en donde la compresión en la parte inferior del miembro se reduce a cero. El esfuerzo en el acero continúa incrementándose poco y en forma lineal hasta que se alcanza la carga de agrietamiento. Bajo esta carga, ocurre un súbito incremento en el esfuerzo del acero, a medida en que la tensión que era tomada por el concreto se transfiere al acero. En un elemento con agrietamiento previo o que halla sido colado en diversos segmentos, la curva cambia de pendiente en la carga de descompresión.

Posteriormente al agrietamiento, el esfuerzo en el acero se incrementa muchos más rápidamente que antes. Después de alcanzado el esfuerzo de fluencia  $f_{py}$ , el acero se deforma desproporcionadamente, pero soporta crecientes esfuerzos debido a la forma de su curva esfuerzo-deformación, y la curva esfuerzo contra carga continúa hacia arriba reduciendo gradualmente su pendiente. El esfuerzo del acero en la falla  $f_{ps}$  puede ser igual a la resistencia a la tensión  $f_{st}$ , pero por lo general se encuentra algo por debajo de ese valor, dependiendo de la geometría de la viga, la proporción de acero, y de las propiedades de los materiales.

El momento que produce el agrietamiento puede hallarse fácilmente para una viga típica, escribiendo la ecuación para el esfuerzo en el concreto en la cara inferior, basándose en la sección homogénea, e igualando al módulo de ruptura:

Módulo de ruptura

$$Ft = 2\sqrt{f_c} \tag{1.5.17}$$

Sección simple

$$-\frac{P}{A} - \frac{P \times e}{S_i} + \frac{M_{agf}}{S_i} = 2\sqrt{f_c} \tag{1.5.18}$$

$$M_{agf} = \left[ 2\sqrt{f_c} + \frac{P}{A} + \frac{P \times e}{S_i} \right] S_i \tag{1.5.19}$$

en la cual  $M_{agf}$  es el momento de agrietamiento (incluyendo el momento debido al peso propio y al de las cargas muertas y vivas sobrepuestas) y  $f_c$  es el módulo de ruptura.

## Sección compuesta

$$-\frac{P}{A} - \frac{P \times e}{S_{isc}} + \frac{M_1}{S_{isc}} + \frac{M_2}{S_{isc}} = 2\sqrt{f'c}$$
1.5.20

De la ecuación anterior la incógnita es  $M_2$ . Despejando:

$$M_2 = \left[ 2\sqrt{f'c} - \frac{M_1}{S_{isc}} + \frac{P \times e}{S_{isc}} + \frac{P}{A} \right] S_{isc}$$
1.5.21

donde  $M_{agr} = M_1 + M_2$  1.5.22

En todo elemento se deberá garantizar que la resistencia última a flexión se presente después del agrietamiento. Para ello se deberá de proveer refuerzo suficiente a tensión y así obtener un momento resistente mayor que el momento de agrietamiento:

$$M_R \cdot (1.5 - 0.3 I_p) M_{agr} \quad 1.5.23$$

Dependiendo del índice de preesfuerzo,  $I_p$ , el factor entre paréntesis de la ecuación anterior tiene como límites 1.5, para elementos reforzados sin preesfuerzo y 1.2, para elementos presforzados.

### 1.5.9. REVISIÓN POR ACERO MÁXIMO.

El diseñador debe garantizar que el elemento presentará una falla dúctil. Para ello, debe revisar que la deformación en los aceros sea al menos 33 por ciento mayor que la deformación de fluencia:

$$e_{sp} \geq 1.33 e_{sy} \quad 1.5.24$$

El valor de  $e_{sp}$  debe incluir la deformación inicial del preesfuerzo.

$$\epsilon_{sp} = \epsilon_i + \epsilon_p$$

donde

$\epsilon_{sp}$  = deformación unitaria del acero de preesfuerzo cuando se alcanza el momento resistente de la sección

$\epsilon_{yp}$  = deformación unitaria específica de fluencia del acero de preesfuerzo.

$\epsilon_i$  = deformación unitaria debida al preesfuerzo efectivo en el momento de descompresión.

$\epsilon_p$  = deformación del acero de preesfuerzo

#### 1.5.10. REVISIÓN DE DEFLEXIONES.

La predicción de la deflexión en miembros presforzados es complicada por la reducción gradual de la fuerza de preesfuerzo debida a las pérdidas. En un miembro típico, la aplicación de la fuerza de preesfuerzo producirá una flecha hacia arriba. El efecto de la contracción, del flujo plástico y del relajamiento, reduce gradualmente la flecha producida por la fuerza inicial. Sin embargo, el efecto del flujo plástico es doble. Mientras que produce una pérdida del preesfuerzo tendiente a reducir la flecha, las deformaciones que provoca en el concreto aumentan la contraflecha. Por lo general, el segundo efecto es el que predomina, y la contraflecha aumenta con el tiempo a pesar de la reducción de la fuerza presforzante.

Cuando es importante obtener las deflexiones como en el caso de puentes de grandes claros, el método más satisfactorio consiste en el procedimiento basado en la sumatoria de las deflexiones que ocurren en intervalos discretos de tiempo. De esta manera, los cambios dependientes del tiempo en la fuerza pretensora, en las propiedades de los materiales, y en las cargas, se pueden tomar en cuenta con precisión. Pero en la mayoría de los casos es suficiente establecer limitaciones en la relación claro a peralte basándose en experiencias previas o en limitaciones de códigos y si se deben calcular deflexiones, el método aproximado descrito a continuación es suficiente para los elementos y casos más comunes.

Aún cuando en ciertos casos la deflexión para estados intermedios puede ser importante, los estados a considerarse normalmente son el estado inicial, cuando a la viga se le aplica la fuerza pretensora

inicial  $P_i$  y su peso propio, y una o más combinaciones de carga de servicio, cuando la fuerza pretensora es reducida por las pérdidas hasta  $P_f$  y cuando las deflexiones son modificadas por el flujo plástico del concreto sujeto a cargas sostenidas.

Las deflexiones de corta duración  $D_{pi}$  debidas a la fuerza pretensora inicial  $P_i$  se pueden hallar basándose en la variación de la curvatura a lo largo del claro, usando los principios del área de momentos. Para los casos comunes, la deflexión al centro del claro  $D_{pi}$  se puede calcular directamente de las ecuaciones de la figura 1.5.4. Por lo general,  $D_{pi}$  es hacia arriba, y para condiciones normales, el peso propio del miembro se supone inmediatamente después del preesfuerzo. La deflexión inmediata  $D_o$  hacia abajo debida al peso propio, el cual por lo general es uniformemente distribuido, se halla fácilmente por los métodos convencionales. La deflexión neta después del preesfuerzo es

$$\Delta_p = -\Delta_{pi} + \Delta_o \quad 1.5.25$$

y puede calcularse según las expresiones mostradas en la Figura 1.5.4. Al considerar los efectos de larga duración debidas a la fuerza presforzante,  $P_f$ , después de las pérdidas se puede calcular como la suma de las curvaturas inicial más los cambios debidos a la reducción del preesfuerzo y debidos al flujo plástico del concreto. La deflexión final del miembro bajo la acción de  $P_f$ , considerando que el flujo plástico ocurre bajo una fuerza pretensora constante, e igual al promedio de sus valores inicial  $P_i$  y final  $P_f$  es

$$\Delta = -\Delta_{pf} - \frac{\Delta_{pi} + \Delta_{pf}}{2} C_u \quad 1.5.26$$

donde el primer término (deflexión debido a la fuerza final efectiva  $P_f$ ) se halla fácilmente mediante proporción directa:

$$\Delta_{pf} = \Delta_{pi} \frac{P_f}{P_i} \quad 1.5.27$$

donde  $C_u$  es el coeficiente de flujo plástico.

La deflexión de larga duración debida al peso propio se modifica también por el flujo plástico, y puede obtenerse aplicando el coeficiente del flujo plástico al valor instantáneo. De esta forma, la deflexión total del miembro, después de ocurridas las pérdidas y las deflexiones por flujo plástico, cuando actúan el preesfuerzo efectivo y el peso propio, viene dada por:

$$\Delta = -\Delta_{\mathcal{P}'} - \frac{\Delta_{\mathcal{P}i} + \Delta_{\mathcal{P}f}}{2} C_R + \Delta_{\mathcal{V}} (1 + C_R) \quad 1.5.28$$

La deflexión debida a las cargas sobrepuestas puede agregarse ahora, introduciendo el coeficiente por flujo plástico para tomar en cuenta el efecto de larga duración de las cargas muertas sostenidas, para obtener la deflexión neta bajo toda la carga de servicio:

$$\Delta = -\Delta_{\mathcal{P}'} - \frac{\Delta_{\mathcal{P}i} + \Delta_{\mathcal{P}f}}{2} C_R + (\Delta_{CM} + \Delta_{CV}) (1 + C_R) + \Delta_{I_0} \quad 1.5..29$$

donde  $D_{CM}$  y  $D_{CV}$  son las deflexiones inmediatas debidas a las cargas muerta y viva sobrepuestas, respectivamente.

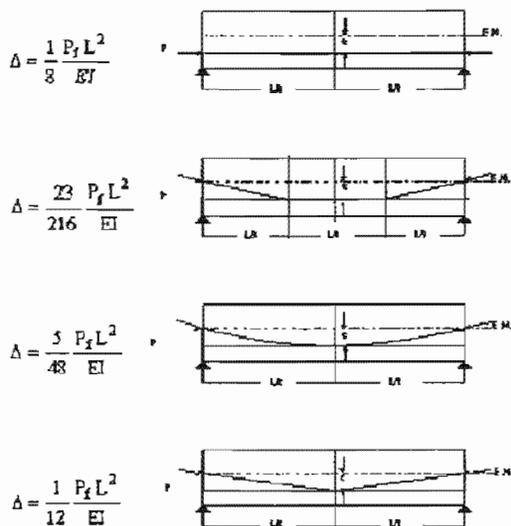


Figura 1.5.4. Deflexiones al centro del claro para algunos tipos de elementos pretensados simplemente apoyados.

### 1.5.11. DEFLEXIONES PERMISIBLES.

#### Cargas a largo plazo.

En las RCDF se establece lo siguiente: el desplazamiento vertical en el centro de traves en el que se incluyen efectos a largo plazo, es igual a

$$D = L / 240 + 0.5 \text{ (cm)} \qquad 1.5.30$$

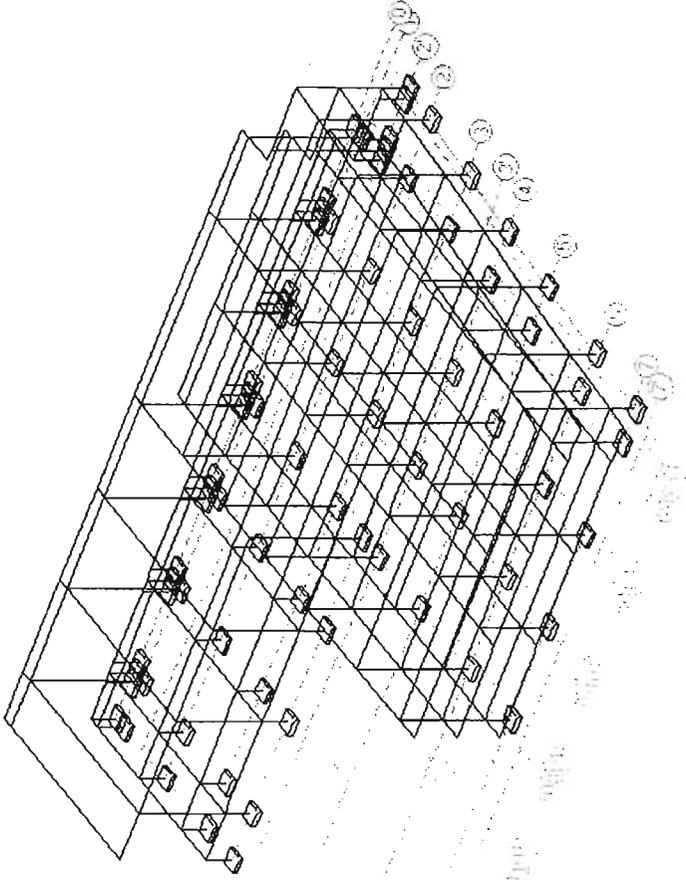
además, en miembros en los cuales sus desplazamientos afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, los cuales no sean capaces de soportar desplazamientos apreciables, se considerará como estado límite a un desplazamiento vertical, medido después de colocar los elementos no estructurales igual a

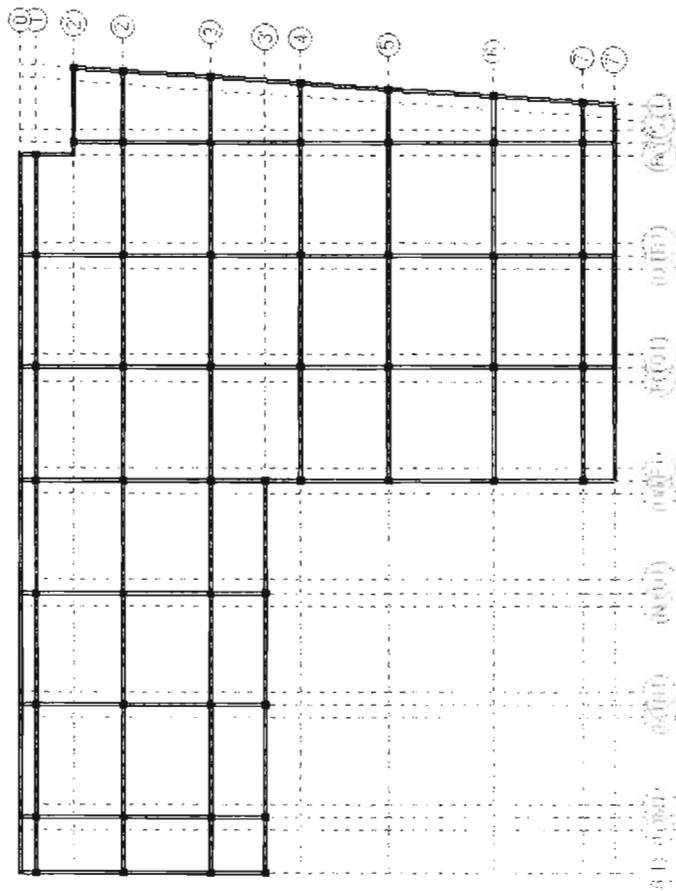
$$D = L / 480 + 0.3 \text{ (cm)} \qquad 1.5.31$$

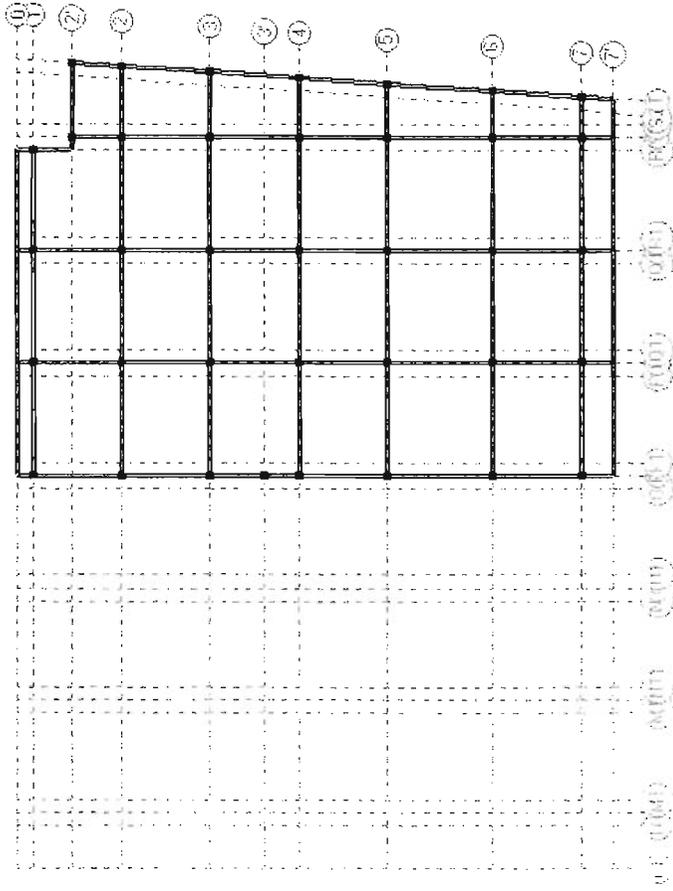
Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplicarán.

## **1.6 ANALISIS ESTRUCTURAL.**

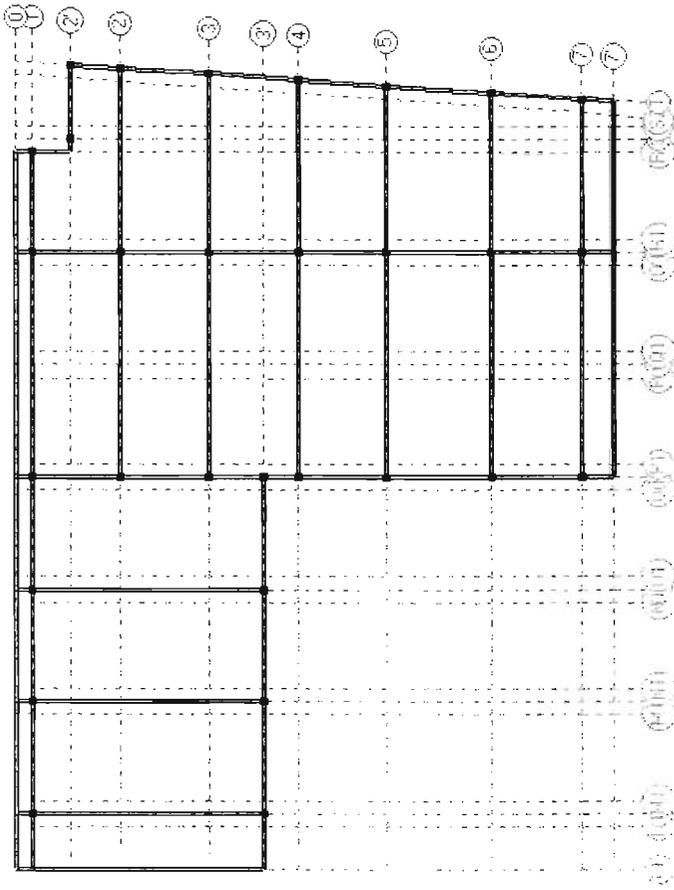
VISTA GENERAL DEL EDIFICIO.







PLANTA NIVEL 3.



Company: Colinas de Buen S. A. de C. V.  
 Project: PARQUE DELTA EDIFICIO DE LA FORD

Engineer: Jorge Garcia Cortes  
 09:26:18 a.m. 03/02/05

**RESPONSE SPECTRUM EARTHQUAKE FORCES MEX RCDF-93**

**ANALYSIS PARAMETERS**

Number of modes to be included ... = 9

	X-direction	Y-direction
Seismic Behavior Factor, Q .....	2	2

**SPECTRAL MODAL ACCELERATION**

am = (1 + 3 Tm/Ta) C / 4 ..... for Tm < Ta  
 am = C ..... for Ta |L Tm |E Tb  
 am = C (Tb/Tm)^r ..... for Tm |> Tb

Seismic zone ..... = Zone III  
 Structure classification = Group B  
 Seismic Coefficient, C ..... = 0.4

	C Group A	C Group B
ZONE I	0.24	0.16
II*	0.48	0.32
III*	0.60	0.40

Site parameters, Ta = 0.6 Tb = 3.9 r = 1.0

ZONE	Ta (sec)	Tb(sec)	r
I	0.2	0.6	1/2
II*	0.3	1.5	2/3
III*	0.6	3.9	1.0

\* no shaded in Fig. 3.1 NTC  
 + and shaded part of II in Fig. 3.1 NTC

**Seismic Reduction Factor, Q':**

Q' = 1 + (T/Ta) (Q - 1) If T < Ta  
 Q' = Q If T >= Ta

<b>FLAN IRREGULARITIES</b>	<b>ELEVATION IRREGULARITIES</b>
Unsymmetrical	Height/Base ratio
Width/length ratio	Mass
Reentrant corners	Stiffness
Diaph. discontin.	Geometrical
Torsional eccentric.	Diaphragm

Correction for irregularity: 0.6

TYPE OF BUILDING	CORRECTION
Regular building	1.0
Irregular building	0.6

Company: Colinas de Buen S. A. de C. V.  
 Project: PARQUE DELTA EDIFICIO DE LA FORD

Engineer: Jorge Garcia Cortes  
 09:26:18 a.m. 03/02/05

S P E C T R A L    A C C E L E R A T I O N

MODE No	PERIOD (sec)	am (g)	Q'Xm	Q'Ym
1	.526	.363	1.501	1.501
2	.477	.338	1.436	1.436
3	.297	.248	1.196	1.196
4	.184	.192	1.045	1.045
5	.154	.177	1.005	1.005
6	.107	.154	.942	.943
7	.094	.147	.925	.925
8	.046	.123	.861	.861
9	.02	.11	.827	.827

am =  $(1 + 3Tm/Ta) C/4$      $\square$  Q'm =  $i + (Tm/Ta) (Q-1)$     for  $Tm < Ta$   
 am = C     $\square$  Q'm = Q    for  $Ta \leq Tm \leq Tt$   
 am =  $C (Tb/Tm)^r$      $\square$  Q'm = Q    for  $Tm \geq Tt$

Correction for irregularity: 0.8

M O D A L    B A S E    S H E A R

MODE No	X - D I R E C T I O N			Y - D I R E C T I O N		
	ax/Q'x (g)	W'x (ton)	Vx (ton)	ay/Q'y (g)	W'y (ton)	Vy (ton)
1	.242	2043.28	494.04	.242	2154.07	520.82
2	.235	1719.26	404.67	.235	1911.32	449.88
3	.207	92.08	19.02	.207	13.44	2.72
4	.184	403.55	74.12	.184	272.94	50.13
5	.176	166.43	29.3	.176	27.11	4.77
6	.163	793.56	129.84	.163	650.51	106.27
7	.159	154.64	24.6	.159	34.74	5.51
8	.143	1966.85	280.87	.143	2156.73	307.99
9	.133	71.74	9.55	.133	190.72	25.58

DYNAMIC (combined):            714.6            763.55  
 STATIC (.8 a W/Q'):            1433.61            846.71  
 Design Base Shear:            1433.61            846.71

Total Building Weight, W = 7411.59 ton  
 Participating Mass,  $\{SW\}/W = 100\%$  in X,  $100\%$  in Y  
 $W'xm = (\{SWj\} \{fxjm\})^2 / \{SWj\} \{fxjm\}^2$      $W'ym = (\{SWj\} \{fyjm\})^2 / \{SWj\} \{fyjm\}^2$

A C C I D E N T A L    T O R S I O N

	X-direction	Y-direction
Building dimension, L, (m)	= 62.67	93.39
Accidental eccentricity, ide, (m)	= 0.87	9.54

Company: Colinas de Buen S. A. de C. V.  
 Project: PARQUE DELTA EDIFICIO DE LA FORD

Engineer: Jorge Garcia Cortes  
 09:26:18 a.m. 03/02/06

DESIGN ECCENTRICITY :  $E = 1e - 1d1e$

Level	X - DIRECTION			Y - DIRECTION			IEy
	Static lex	Accidental ldlex	Design lEx	Static ley	Accidental ldley	Design lEey	
4	16.95	6.87	10.088	-16.38	9.34	-7.044	
3	5.12	6.87	-1.755	-4.99	9.34	4.3535	
2	10.60	6.87	3.7373	-23.94	9.34	-14.60	

Note: Eccentricity values are in meters

DESIGN ECCENTRICITY :  $E = 1.51e + 1d1e$

Level	X - DIRECTION			Y - DIRECTION			IEy
	Static lex	Accidental ldlex	Design lEx	Static ley	Accidental ldley	Design lEey	
4	16.95	6.87	32.299	-16.38	9.34	-33.90	
3	5.12	6.87	14.555	-4.99	9.34	-16.62	
2	10.60	6.87	22.777	-23.94	9.34	-45.25	

Note: Eccentricity values are in meters

Company: Colinas de Buen S. A. de C. V.  
 Project: PARQUE DELTA EDIFICIO DE LA FORD

Engineer: Jorge Garcia Cortes  
 09:26:18 a.m. 03/02/05

COMBINED MODAL FORCE

Floor k -	Weight W (ton)	X - DIRECTION	
		Force F (ton)	Shear V (ton)
4	691.2	414.0	414.0
3	2734	777.2	1191
2	3967	242.3	1434

COMBINED MODAL FORCE

Floor k -	Weight W (ton)	Y - DIRECTION	
		Force F (ton)	Shear V (ton)
4	691.2	217.9	217.9
3	2734	495.4	713.5
2	3967	133.3	646.7

Company: Colinas de Buen S. A. de C. V.  
 Project: PARQUE DELTA EDIFICIO DE LA FORD

Engineer: Jorge Garcia Cortes  
 10:35:12 a.m. 03/02/05

**LINEAR ANALYSIS-NODAL DISPLACEMENTS**

Location		Load	Displacements (cm)			Rotations (rad)		
Axis	Floor	IdCase	Ux	Uy	Uz	θx	θy	θz
6-P	1	D0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	.0000	0.0000
		DL1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	.0000	0.0000
		DL2	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	.0000	0.0000
		EQX1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	.0000	0.0000
		EQX2	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	.0000	0.0000
		EQY1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	.0000	0.0000
		EQY2	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	.0000	0.0000
		OT	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	.0000	0.0000
		6-Q	1	D0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
DL1	0.0000			0.0000	0.0000	0.0000	.0000	0.0000
DL2	0.0000			0.0000	0.0000	0.0000	.0000	0.0000
EQX1	0.0000			0.0000	0.0000	0.0000	.0000	0.0000
EQX2	0.0000			0.0000	0.0000	0.0000	.0000	0.0000
EQY1	0.0000			0.0000	0.0000	0.0000	.0000	0.0000
EQY2	0.0000			0.0000	0.0000	0.0000	.0000	0.0000
OT	0.0000			0.0000	0.0000	0.0000	.0000	0.0000
6-R	1			D0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
		DL1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	.0000	0.0000
		DL2	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	.0000	0.0000
		EQX1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	.0000	0.0000
		EQX2	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	.0000	0.0000
		EQY1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	.0000	0.0000
		EQY2	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	.0000	0.0000
		OT	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	.0000	0.0000
		6-S	1	D0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
DL1	0.0000			0.0000	0.0000	0.0000	.0000	0.0000
DL2	0.0000			0.0000	0.0000	0.0000	.0000	0.0000
EQX1	0.0000			0.0000	0.0000	0.0000	.0000	0.0000
EQX2	0.0000			0.0000	0.0000	0.0000	.0000	0.0000
EQY1	0.0000			0.0000	0.0000	0.0000	.0000	0.0000
EQY2	0.0000			0.0000	0.0000	0.0000	.0000	0.0000
OT	0.0000			0.0000	0.0000	0.0000	.0000	0.0000
6-T	1			D0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
		DL1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	.0000	0.0000
		DL2	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	.0000	0.0000
		EQX1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	.0000	0.0000
		EQX2	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	.0000	0.0000
		EQY1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	.0000	0.0000
		EQY2	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	.0000	0.0000
		OT	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	.0000	0.0000
		6-P	2	D0	0.0026	0.0022	-0.0063	0.0000
DL1	0.0046			0.0044	-0.0108	-0.0002	.0000	0.0000
DL2	0.0073			0.0073	-0.0167	-0.0004	.0000	0.0000
EQX1	-0.1125			-0.0910	-0.0011	0.0003	-.0008	0.0000
EQX2	-0.2030			-0.2016	-0.0024	0.0009	-.0013	0.0000
EQY1	-0.0992			-0.1398	-0.0012	0.0008	-.0004	0.0000
EQY2	-0.0243			-0.0484	-0.0004	0.0003	.0001	0.0000
OT	0.0056			0.0055	-0.0132	-0.0003	.0000	0.0000
6-P1	2			D0	0.0025	0.0022	-0.0143	-0.0001
		DL1	0.0045	0.0044	-0.0824	-0.0007	.0000	0.0000
		DL2	0.0071	0.0073	-0.1201	-0.0010	.0000	0.0000
		EQX1	-0.1099	-0.0910	0.0414	0.0003	-.0008	0.0000
		EQX2	-0.1972	-0.2016	0.1309	0.0008	-.0013	0.0000
		EQY1	-0.0957	-0.1398	0.1205	0.0008	-.0004	0.0000
		EQY2	-0.0234	-0.0484	0.0415	0.0003	.0001	0.0000
		OT	0.0055	0.0055	-0.1011	-0.0009	.0000	0.0000

Company: Colinas de Buen S. A. de C. V.  
 Project: PARQUE DELTA EDIFICIO DE LA FORD

Engineer: Jorge Garcia Cortes  
 10:35:12 a.m. 03/02/05

Axis	Floor	LdCase	Ux	Uy	Uz	θx	θy	θz
6-P2	2	D0	0.0021	0.0022	-0.0091	0.0000	.0000	0.0000
		DL1	0.0037	0.0044	-0.0573	0.0005	.0000	0.0000
		DL2	0.0058	0.0073	-0.0780	0.0007	.0000	0.0000
		EQX1	-0.0924	-0.0910	-0.0419	0.0003	-.0007	0.0000
		EQX2	-0.1582	-0.2016	-0.1307	0.0008	-.0010	0.0000
		EQY1	-0.0718	-0.1398	-0.1167	0.0007	-.0003	0.0000
		EQY2	-0.0173	-0.0484	-0.0436	0.0003	.0000	0.0000
		OT	0.0045	0.0055	-0.0697	0.0006	.0000	0.0000
		6-Q	2	D0	0.0021	0.0022	-0.0064	0.0000
DL1	0.0035			0.0044	-0.0218	0.0000	.0000	0.0000
DL2	0.0056			0.0073	-0.0298	0.0000	.0000	0.0000
EQX1	-0.0898			-0.0910	-0.0005	0.0003	-.0007	0.0000
EQX2	-0.1523			-0.2016	-0.0006	0.0009	-.0010	0.0000
EQY1	-0.0682			-0.1398	-0.0001	0.0008	-.0003	0.0000
EQY2	-0.0164			-0.0484	0.0000	0.0003	.0000	0.0000
OT	0.0043			0.0055	-0.0266	0.0000	.0000	0.0000
6-Q1	2			D0	0.0020	0.0022	-0.0110	-0.0001
		DL1	0.0034	0.0044	-0.0624	-0.0005	.0000	0.0000
		DL2	0.0054	0.0073	-0.0859	-0.0007	.0000	0.0000
		EQX1	-0.0872	-0.0910	0.0410	0.0003	-.0007	0.0000
		EQX2	-0.1465	-0.2016	0.1296	0.0008	-.0010	0.0000
		EQY1	-0.0647	-0.1398	0.1166	0.0007	-.0003	0.0000
		EQY2	-0.0155	-0.0484	0.0437	0.0003	.0000	0.0000
		OT	0.0042	0.0055	-0.0765	-0.0007	.0000	0.0000
		6-Q2	2	D0	0.0016	0.0022	-0.0105	0.0000
DL1	0.0026			0.0044	-0.0584	0.0005	.0000	0.0000
DL2	0.0040			0.0073	-0.0852	0.0007	.0000	0.0000
EQX1	-0.0697			-0.0910	-0.0414	0.0003	-.0006	0.0000
EQX2	-0.1074			-0.2016	-0.1277	0.0008	-.0007	0.0000
EQY1	-0.0408			-0.1398	-0.1163	0.0007	-.0001	0.0000
EQY2	-0.0095			-0.0484	-0.0394	0.0002	.0000	0.0000
OT	0.0031			0.0055	-0.0709	0.0006	.0000	0.0000
6-R	2			D0	0.0015	0.0022	-0.0077	0.0000
		DL1	0.0025	0.0044	-0.0218	0.0000	.0000	0.0000
		DL2	0.0038	0.0073	-0.0335	0.0000	.0000	0.0000
		EQX1	-0.0671	-0.0910	-0.0009	0.0003	-.0006	0.0000
		EQX2	-0.1016	-0.2016	-0.0010	0.0009	-.0007	0.0000
		EQY1	-0.0372	-0.1398	-0.0002	0.0008	-.0001	0.0000
		EQY2	-0.0086	-0.0484	-0.0003	0.0003	.0000	0.0000
		OT	0.0030	0.0055	-0.0266	0.0000	.0000	0.0000
		6-R1	2	D0	0.0015	0.0022	-0.0122	-0.0001
DL1	0.0023			0.0044	-0.0611	-0.0005	.0000	0.0000
DL2	0.0036			0.0073	-0.0857	-0.0007	.0000	0.0000
EQX1	-0.0644			-0.0910	0.0397	0.0003	-.0006	0.0000
EQX2	-0.0957			-0.2016	0.1259	0.0008	-.0007	0.0000
EQY1	-0.0337			-0.1398	0.1160	0.0007	-.0001	0.0000
EQY2	-0.0077			-0.0484	0.0390	0.0002	.0000	0.0000
OT	0.0028			0.0055	-0.0751	-0.0007	.0000	0.0000
6-R2	2			D0	0.0011	0.0022	-0.0107	0.0001
		DL1	0.0015	0.0044	-0.0717	0.0006	.0000	0.0000
		DL2	0.0023	0.0073	-0.0968	0.0009	.0000	0.0000
		EQX1	-0.0470	-0.0910	-0.0342	0.0002	-.0006	0.0000
		EQX2	-0.0567	-0.2016	-0.1213	0.0007	-.0004	0.0000
		EQY1	-0.0098	-0.1398	-0.1152	0.0007	.0000	0.0000
		EQY2	-0.0016	-0.0484	-0.0445	0.0003	-.0001	0.0000
		OT	0.0018	0.0055	-0.0873	0.0008	.0000	0.0000

Company: Colinas de Buen S. A. de C. V.

Engineer: Jorge Garcia Cortes

Project: PARQUE DELTA EDIFICIO DE LA FORD

10:35:13 a.m. 03/02/05

Axis	Floor	LdCase	Ux	Uy	Uz	θx	θy	θz
6-S	2	D0	0.0010	0.0022	-0.0059	0.0000	.0000	0.0000
		DL1	0.0014	0.0044	-0.0163	0.0001	.0000	0.0000
		DL2	0.0021	0.0073	-0.0222	0.0002	.0000	0.0000
		EQX1	-0.0443	-0.0910	-0.0020	0.0002	-.0006	0.0000
		EQX2	-0.0509	-0.2016	-0.0083	0.0008	-.0004	0.0000
		EQY1	-0.0062	-0.1398	-0.0086	0.0007	.0001	0.0000
		EQY2	-0.0007	-0.0484	-0.0036	0.0003	-.0001	0.0000
		OT	0.0017	0.0055	-0.0199	0.0001	.0000	0.0000
		6-S1	2	D0	0.0009	0.0022	-0.0055	0.0000
DL1	0.0013			0.0044	-0.0066	0.0000	.0000	0.0000
DL2	0.0019			0.0073	-0.0102	0.0000	.0000	0.0000
EQX1	-0.0417			-0.0910	0.0221	0.0001	-.0006	0.0000
EQX2	-0.0450			-0.2016	0.0782	0.0004	-.0004	0.0000
EQY1	-0.0027			-0.1398	0.0734	0.0004	.0000	0.0000
EQY2	0.0002			-0.0484	0.0283	0.0001	-.0001	0.0000
OT	0.0015			0.0055	-0.0082	0.0000	.0000	0.0000
6-S2	2			D0	0.0009	0.0022	-0.0045	0.0000
		DL1	0.0011	0.0044	-0.0107	0.0001	.0000	0.0000
		DL2	0.0015	0.0073	-0.0164	0.0001	.0000	0.0000
		EQX1	-0.0376	-0.0910	-0.0255	0.0001	-.0002	0.0000
		EQX2	-0.0359	-0.2016	-0.0781	0.0004	-.0002	0.0000
		EQY1	0.0003	-0.1398	-0.0718	0.0003	.0000	0.0000
		EQY2	0.0016	-0.0484	-0.0248	0.0001	-.0001	0.0000
		OT	0.0013	0.0055	-0.0128	0.0001	.0000	0.0000
		6-T	2	D0	0.0008	0.0022	-0.0036	0.0000
DL1	0.0009			0.0044	-0.0021	0.0000	.0000	0.0000
DL2	0.0013			0.0073	-0.0037	0.0000	.0000	0.0000
EQX1	-0.0350			-0.0910	0.0044	0.0003	-.0002	0.0000
EQX2	-0.0299			-0.2016	0.0078	0.0008	-.0001	0.0000
EQY1	0.0066			-0.1398	0.0040	0.0007	.0000	0.0000
EQY2	0.0025			-0.0484	0.0015	0.0002	-.0001	0.0000
OT	0.0011			0.0055	-0.0026	0.0000	.0000	0.0000
6-P	3			D0	0.0229	0.0043	-0.0131	0.0000
		DL1	0.0411	0.0168	-0.0200	-0.0005	.0001	0.0000
		DL2	0.0530	0.0267	-0.0326	-0.0005	.0001	0.0000
		EQX1	-1.1096	-0.1845	-0.0026	0.0001	-.0017	0.0000
		EQX2	-1.8094	-0.9515	-0.0056	0.0012	-.0027	-0.0003
		EQY1	-0.4171	-1.0385	-0.0027	0.0015	-.0004	-0.0001
		EQY2	0.1850	-0.3982	-0.0010	0.0007	.0003	0.0001
		OT	0.0473	0.0245	-0.0244	-0.0006	.0001	0.0000
		6-P1	3	D0	0.0220	0.0043	-0.0229	-0.0001
DL1	0.0403			0.0168	-0.1277	-0.0010	.0001	0.0000
DL2	0.0522			0.0267	-0.1575	-0.0012	.0001	0.0000
EQX1	-1.1051			-0.1845	0.0091	0.0001	-.0017	0.0000
EQX2	-1.7626			-0.9515	0.1690	0.0011	-.0026	-0.0003
EQY1	-0.3960			-1.0385	0.2120	0.0013	-.0004	-0.0001
EQY2	0.1704			-0.3982	0.0985	0.0006	.0003	0.0001
OT	0.0466			0.0245	-0.1566	-0.0012	.0001	0.0000
6-P2	3			D0	0.0220	0.0043	-0.0160	0.0001
		DL1	0.0350	0.0168	-0.0798	0.0005	.0000	0.0000
		DL2	0.0469	0.0267	-0.1077	0.0007	.0000	0.0000
		EQX1	-1.0757	-0.1845	-0.0089	0.0000	-.0016	0.0000
		EQX2	-1.4504	-0.9515	-0.1620	0.0010	-.0020	-0.0003
		EQY1	-0.2556	-1.0385	-0.2128	0.0013	-.0002	-0.0001
		EQY2	0.0729	-0.3982	-0.0818	0.0005	.0002	0.0001
		OT	0.0414	0.0245	-0.0964	0.0007	.0000	0.0000

Company: Colinas de Buen S. A. de C. V.  
 Project: PARQUE DELTA EDIFICIO DE LA FORD

Engineer: Jorge Garcia Cortes  
 10:35:13 a.m. 03/02/05

Axis	Floor	LSCase	Ux	Uy	Uz	$\theta_x$	$\theta_y$	$\theta_z$		
6-Q	3	D0	0.0218	0.0043	-0.0121	0.0000	.0000	0.0000		
		DL1	0.0343	0.0168	-0.0402	0.0000	.0000	0.0000		
		DL2	0.0461	0.0267	-0.0550	0.0000	.0000	0.0000		
		EQX1	-1.0713	-0.1845	-0.0011	0.0001	-.0016	0.0000		
		EQX2	-1.4036	-0.9515	-0.0014	0.0011	-.0020	-0.0003		
		EQY1	-0.2345	-1.0385	-0.0002	0.0015	-.0002	-0.0001		
		EQY2	0.0583	-0.3982	0.0001	0.0006	.0001	0.0001		
		OT	0.0406	0.0245	-0.0491	0.0000	.0000	0.0000		
		6-Q1	3	D0	0.0217	0.0043	-0.0157	0.0000	.0000	0.0000
				DL1	0.0335	0.0168	-0.0772	-0.0005	.0000	0.0000
DL2	0.0453			0.0267	-0.1065	-0.0007	.0000	0.0000		
EQX1	-1.0669			-0.1845	0.0067	0.0000	-.0016	0.0000		
EQX2	-1.3568			-0.9515	0.1590	0.0010	-.0020	-0.0003		
EQY1	-0.2134			-1.0385	0.2124	0.0013	-.0002	-0.0001		
EQY2	0.0436			-0.3982	0.0819	0.0005	.0001	0.0001		
OT	0.0398			0.0245	-0.0953	-0.0006	.0000	0.0000		
6-Q2	3			D0	0.0209	0.0043	-0.0183	0.0000	.0000	0.0000
				DL1	0.0282	0.0168	-0.0672	0.0005	.0000	0.0000
		DL2	0.0400	0.0267	-0.0902	0.0005	.0000	0.0000		
		EQX1	-1.0375	-0.1845	-0.0156	0.0001	-.0017	0.0000		
		EQX2	-1.0446	-0.9515	-0.1818	0.0011	-.0015	-0.0003		
		EQY1	-0.0730	-1.0385	-0.2174	0.0014	.0000	-0.0001		
		EQY2	-0.0538	-0.3982	-0.1044	0.0007	-.0001	0.0001		
		OT	0.0346	0.0245	-0.0815	0.0005	.0000	0.0000		
		6-R	3	D0	0.0208	0.0043	-0.0157	0.0000	.0000	0.0000
				DL1	0.0274	0.0168	-0.0402	-0.0001	.0000	0.0000
DL2	0.0392			0.0267	-0.0650	-0.0002	.0000	0.0000		
EQX1	-1.0330			-0.1845	-0.0023	0.0001	-.0017	0.0000		
EQX2	-0.9978			-0.9515	-0.0025	0.0012	-.0014	-0.0003		
EQY1	-0.0519			-1.0385	-0.0006	0.0015	.0000	-0.0001		
EQY2	-0.0685			-0.3982	-0.0007	0.0007	-.0001	0.0001		
OT	0.0338			0.0245	-0.0491	-0.0001	.0000	0.0000		
6-R1	3			D0	0.0207	0.0043	-0.0207	-0.0001	.0000	0.0000
				DL1	0.0266	0.0168	-0.0899	-0.0006	.0000	0.0000
		DL2	0.0384	0.0267	-0.1446	-0.0009	.0000	0.0000		
		EQX1	-1.0286	-0.1845	0.0110	0.0001	-.0017	0.0000		
		EQX2	-0.9510	-0.9515	0.1778	0.0011	-.0014	-0.0003		
		EQY1	-0.0308	-1.0385	0.2176	0.0014	.0000	-0.0001		
		EQY2	-0.0831	-0.3982	0.1036	0.0007	-.0001	0.0001		
		OT	0.0330	0.0245	-0.1104	-0.0007	.0000	0.0000		
		6-R2	3	D0	0.0199	0.0043	-0.0206	0.0001	.0000	0.0000
				DL1	0.0213	0.0168	-0.1306	0.0009	.0000	0.0000
DL2	0.0331			0.0267	-0.1811	0.0013	.0000	0.0000		
EQX1	-0.9992			-0.1845	-0.0103	0.0000	-.0016	0.0000		
EQX2	-0.6388			-0.9515	-0.1090	0.0006	-.0009	-0.0003		
EQY1	0.1096			-1.0385	-0.1391	0.0007	.0002	-0.0001		
EQY2	-0.1806			-0.3982	-0.0504	0.0003	-.0003	0.0001		
OT	0.0278			0.0245	-0.1588	0.0011	.0000	0.0000		
6-S	3			D0	0.0198	0.0043	-0.0113	0.0000	.0000	0.0000
				DL1	0.0205	0.0168	-0.0306	0.0004	.0000	0.0000
		DL2	0.0323	0.0267	-0.0416	0.0006	.0000	0.0000		
		EQX1	-0.9948	-0.1845	-0.0031	0.0001	-.0016	0.0000		
		EQX2	-0.5920	-0.9515	-0.0153	0.0007	-.0009	-0.0003		
		EQY1	0.1307	-1.0385	-0.0170	0.0009	.0002	-0.0001		
		EQY2	-0.1952	-0.3982	-0.0073	0.0003	-.0003	0.0001		
		OT	0.0270	0.0245	-0.0373	0.0005	.0000	0.0000		

Company: Colinas de Buen S. A. de C. V.  
 Project: PARQUE DELTA EDIFICIO DE LA FORD

Engineer: Jorge Garcia Cortes  
 10:35:13 a.m. 03/02/05

Axis	Floor	IdCase	Ux	Uy	Uz	θx	θy	θz		
6-S1	3	D0	0.0196	0.0043	-0.0070	0.0000	.0000	0.0000		
		DL1	0.0197	0.0168	0.0199	0.0003	.0000	0.0000		
		DL2	0.0315	0.0267	0.0305	0.0004	.0000	0.0000		
		EQX1	-0.9904	-0.1845	0.0024	0.0000	-.0016	0.0000		
		EQX2	-0.5451	-0.9515	0.0532	0.0003	-.0008	-0.0003		
		EQY1	0.1517	-1.0385	0.0732	0.0003	.0003	-0.0001		
		EQY2	-0.2098	-0.3982	0.0225	0.0001	-.0003	0.0001		
		OT	0.0263	0.0245	0.0238	0.0003	.0000	0.0000		
		6-S2	3	D0	0.0194	0.0043	-0.0094	0.0000	.0000	0.0000
				DL1	0.0185	0.0168	0.0009	0.0000	.0000	0.0000
DL2	0.0302			0.0267	0.0072	-0.0001	.0000	0.0000		
EQX1	-0.9834			-0.1845	-0.0061	0.0001	-.0017	0.0000		
EQX2	-0.4712			-0.9515	-0.0953	0.0005	-.0007	-0.0003		
EQY1	0.1850			-1.0385	-0.1170	0.0006	.0003	-0.0001		
EQY2	-0.2329			-0.3982	-0.0584	0.0003	-.0004	0.0001		
OT	0.0250			0.0245	0.0014	-0.0001	.0000	0.0000		
6-T	3			D0	0.0193	0.0043	-0.0097	0.0000	.0000	0.0000
				DL1	0.0177	0.0168	-0.0048	0.0000	.0000	0.0000
		DL2	0.0294	0.0267	-0.0097	-0.0001	.0000	0.0000		
		EQX1	-0.9790	-0.1845	0.0038	0.0001	-.0018	0.0000		
		EQX2	-0.4243	-0.9515	0.0158	0.0010	-.0006	-0.0003		
		EQY1	0.2061	-1.0385	0.0145	0.0011	.0004	-0.0001		
		EQY2	-0.2476	-0.3982	0.0059	0.0005	-.0004	0.0001		
		OT	0.0242	0.0245	-0.0059	-0.0001	.0000	0.0000		
		6-P	4	D0	0.0332	0.0085	-0.0150	0.0000	.0000	0.0000
				DL1	0.0613	0.0683	-0.0200	0.0001	.0000	0.0000
DL2	0.0850			0.1099	-0.0356	-0.0003	.0000	0.0000		
EQX1	-1.8874			-0.2378	-0.0035	0.0001	-.0005	0.0000		
EQX2	-2.9596			-1.5030	-0.0072	0.0005	-.0007	-0.0005		
EQY1	-0.5196			-1.6502	-0.0032	0.0005	.0000	-0.0002		
EQY2	0.2669			-0.7476	-0.0013	0.0004	.0000	0.0002		
OT	0.0725			0.0875	-0.0245	0.0001	.0000	0.0000		
6-R	4			D0	0.0316	0.0085	-0.0177	0.0000	.0000	0.0000
				DL1	0.0407	0.0683	-0.0401	-0.0001	.0000	0.0000
		DL2	0.0598	0.1099	-0.0705	0.0001	.0000	0.0000		
		EQX1	-1.7760	-0.2378	-0.0031	0.0000	-.0005	0.0000		
		EQX2	-1.6010	-1.5030	-0.0035	0.0003	-.0004	-0.0005		
		EQY1	-0.0255	-1.6502	-0.0011	0.0003	.0000	-0.0002		
		EQY2	-0.1292	-0.7476	-0.0011	0.0002	.0000	0.0002		
		OT	0.0503	0.0875	-0.0490	-0.0001	.0000	0.0000		
		6-T	4	D0	0.0305	0.0085	-0.0116	0.0000	.0000	0.0000
				DL1	0.0261	0.0683	-0.0050	-0.0001	.0000	0.0000
DL2	0.0420			0.1099	-0.0118	0.0000	.0000	0.0000		
EQX1	-1.6973			-0.2378	0.0032	0.0001	-.0004	0.0000		
EQX2	-0.6412			-1.5030	0.0167	0.0006	-.0001	-0.0005		
EQY1	0.3236			-1.6502	0.0157	0.0006	.0000	-0.0002		
EQY2	-0.4090			-0.7476	0.0065	0.0004	-.0001	0.0002		
OT	0.0347			0.0875	-0.0061	-0.0001	.0000	0.0000		

Linear Analysis- Column End Forces

Units: ton, ton-m

Column	Story	Case	POTION						TOP					
			axial	shear	moment	torque	axial	shear	moment	torque				
6-T	3	D0	7.6	-0.3	-0.3	0.0	-0.6	-0.6	7.6	-0.3	-0.3	0.0	0.0	
		DL1	0.7	0.0	-2.0	0.0	-4.9	0.3	0.7	0.0	-2.0	0.0	4.2	
		DL2	8.9	-0.1	-7.1	0.0	-12.4	0.5	8.9	-0.1	-7.1	0.0	20.4	
		EQX1	2.3	10.4	0.3	0.0	0.8	-5.8	2.3	10.4	0.3	0.0	-0.6	
		EQX2	-3.6	-0.2	9.6	0.3	14.4	-11.9	-3.6	-0.2	9.6	0.3	-29.7	

Company: Colinas de Buen S. A. de C. V.  
 Project: PARQUE DELTA EDIFICIO DE LA FORD

Engineer: Jorge Garcia Cortes  
 10:35:13 a.m. 03/02/05

Column	Story	Load	Axis1	Shear1	Shear3	Torque	Mom-2	Mom-3	Axis1	Shear2	Shear3	Torque	Mom-2	Mom-3
		EQY1	-4.8	-1.4	9.4	0.1	10.3	3.9	-4.8	-1.4	9.4	0.1	-32.9	1
		EQY2	-2.3	0.9	7.1	-0.1	13.4	-5.3	-2.3	0.9	7.1	-0.1	-19.4	-
		OT	0.8	0.0	-2.4	0.0	-5.8	0.6	0.8	0.0	-2.4	0.0	5.1	-
6-T	2	D0	22.9	-0.6	-0.1	0.0	-0.4	-1.6	22.9	-0.6	-0.1	0.0	0.2	-
		DL1	9.9	-0.4	-0.6	0.0	-3.0	-1.0	9.9	-0.4	-0.6	0.0	0.0	-
		DL2	22.1	-0.6	0.6	0.0	-2.1	-1.6	22.1	-0.6	0.6	0.0	-5.0	-
		EQX1	2.4	29.6	-1.0	0.0	-6.3	106.5	2.4	29.6	-1.0	0.0	-1.0	-4
		EQX2	-29.9	13.3	18.8	0.3	51.3	43.9	-29.9	13.3	18.8	0.3	-44.4	-2
		EQY1	-39.3	-8.2	28.7	0.1	82.1	-28.0	-39.3	-8.2	28.7	0.1	-64.4	1
		EQY2	-16.3	8.4	9.3	-0.1	29.6	28.8	-16.3	8.4	9.3	-0.1	-17.7	-1
		OT	12.2	-0.6	-9.3	0.0	-4.1	-1.6	12.2	-0.6	-0.9	0.0	0.4	-
6-T	1	D0	22.9	1.2	-0.9	0.0	-1.3	1.1	22.9	1.2	-0.9	0.0	1.3	-
		DL1	13.6	1.0	-3.8	0.0	-4.7	0.9	13.6	1.0	-3.8	0.0	6.6	-
		DL2	23.7	1.8	-6.1	0.0	-7.7	1.7	23.7	1.8	-6.1	0.0	10.8	-
		EQX1	-28.1	-1.8	14.1	0.0	30.1	4.0	-28.1	-1.8	14.1	0.0	-12.2	-
		EQX2	-49.3	0.5	16.7	0.1	51.5	5.6	-49.3	0.5	16.7	0.1	1.4	-
		EQY1	-25.4	-3.2	0.0	0.0	23.6	-4.4	-25.4	-3.2	0.0	0.0	23.6	-
		EQY2	-9.8	-5.6	-0.3	0.0	7.8	-6.3	-9.8	-5.6	-0.3	0.0	8.8	1
		OT	16.7	1.3	-4.5	0.0	-5.6	1.2	16.7	1.3	-4.5	0.0	7.8	-
6-S	2	D0	20.3	-1.2	-1.4	0.0	-2.9	-3.0	20.3	-1.2	-1.4	0.0	4.1	-
		DL1	53.1	-0.9	-15.2	0.0	-32.8	-2.2	53.1	-0.9	-15.2	0.0	44.8	-
		DL2	72.0	-1.3	-21.2	0.0	-45.4	-3.3	72.0	-1.3	-21.2	0.0	62.9	-
		EQX1	4.1	24.6	0.8	0.0	-1.4	82.4	4.1	24.6	0.8	0.0	-5.5	-4
		EQX2	26.4	13.1	26.3	0.3	64.6	42.7	26.4	13.1	26.3	0.3	-69.6	-2
		EQY1	31.3	-3.9	35.0	0.1	91.7	-13.9	31.3	-3.9	35.0	0.1	-87.0	-
		EQY2	13.9	5.3	14.5	-0.1	37.4	18.3	13.9	5.3	14.5	-0.1	-36.5	-
		OT	64.7	-1.1	-18.7	0.0	-40.5	-2.9	64.7	-1.1	-18.7	0.0	55.1	-
6-S	1	D0	37.1	0.3	-1.4	0.0	-1.8	0.2	37.1	0.3	-1.4	0.0	2.3	-
		DL1	103.4	0.6	-10.5	0.0	-11.7	0.4	103.4	0.6	-10.5	0.0	19.8	-
		DL2	140.9	0.9	-14.2	0.0	-16.1	0.6	140.9	0.9	-14.2	0.0	26.6	-
		EQX1	12.6	-27.4	17.1	0.0	33.3	-21.1	12.6	-27.4	17.1	0.0	-18.1	6
		EQX2	52.4	-10.9	16.4	0.1	51.2	-2.8	52.4	-10.9	16.4	0.1	2.0	3
		EQY1	54.7	6.2	-3.2	0.0	20.3	7.6	54.7	6.2	-3.2	0.0	29.8	-1
		EQY2	22.7	-7.1	-3.2	0.0	4.9	-7.3	22.7	-7.1	-3.2	0.0	14.4	1
		OT	126.1	0.8	-12.8	0.0	-14.3	0.5	126.1	0.8	-12.8	0.0	24.0	-
6-R	3	D0	8.3	-0.1	-0.2	0.0	-0.4	-0.4	8.3	-0.1	-0.2	0.0	0.7	-
		DL1	-0.3	-0.1	-1.5	0.0	-3.0	0.1	-0.3	-0.1	-1.5	0.0	3.9	-
		DL2	22.9	-0.5	-6.7	0.0	-9.6	-0.3	22.9	-0.5	-6.7	0.0	21.0	-
		EQX1	3.1	13.7	1.7	0.0	2.7	4.4	3.1	13.7	1.7	0.0	-5.1	-5
		EQX2	4.2	9.3	10.7	0.3	4.5	-2.7	4.2	9.3	10.7	0.3	-44.7	-4
		EQY1	2.0	-1.0	9.2	0.1	-4.8	-1.9	2.0	-1.0	9.2	0.1	-47.0	-
		EQY2	1.7	1.6	8.3	-0.1	8.4	2.0	1.7	1.6	8.3	-0.1	-29.9	-
		OT	-0.4	-0.1	-1.7	0.0	-3.4	0.2	-0.4	-0.1	-1.7	0.0	4.7	-
6-R	2	D0	30.0	-1.0	0.2	0.0	0.4	-2.8	30.0	-1.0	0.2	0.0	-0.5	-
		DL1	68.8	-0.9	1.1	0.0	1.5	-2.5	68.8	-0.9	1.1	0.0	-4.1	-
		DL2	117.6	-1.1	3.1	0.0	4.3	-3.3	117.6	-1.1	3.1	0.0	-11.5	-
		EQX1	5.2	22.0	-1.7	0.0	-8.2	77.0	5.2	22.0	-1.7	0.0	0.7	-3
		EQX2	5.5	20.4	8.7	0.3	29.4	66.9	5.5	20.4	8.7	0.3	-14.9	-3
		EQY1	1.4	-0.6	16.5	0.1	56.0	-4.3	1.4	-0.6	16.5	0.1	-28.2	-
		EQY2	1.5	0.8	4.1	-0.1	19.2	3.5	1.5	0.8	4.1	-0.1	-1.5	-
		OT	84.1	-1.1	1.2	0.0	1.4	-3.1	84.1	-1.1	1.2	0.0	-4.6	-
6-R	1	D0	48.7	0.1	-0.4	0.0	-0.8	-0.2	48.7	0.1	-0.4	0.0	0.4	-
		DL1	137.8	0.5	-1.0	0.0	-1.8	0.1	137.8	0.5	-1.0	0.0	1.2	-
		DL2	212.0	0.5	-2.6	0.0	-4.0	-0.2	212.0	0.5	-2.6	0.0	3.9	-
		EQX1	5.9	-22.4	12.9	0.0	28.8	-12.0	5.9	-22.4	12.9	0.0	-9.8	5
		EQX2	6.3	-14.6	9.4	0.1	43.9	1.9	6.3	-14.6	9.4	0.1	15.6	4
		EQY1	1.5	5.9	-8.0	0.0	15.2	12.5	1.5	5.9	-8.0	0.0	39.3	-
		EQY2	1.6	-0.3	-2.3	0.0	5.8	1.1	1.6	-0.3	-2.3	0.0	12.7	-
		OT	168.4	0.6	-1.1	0.0	-2.0	0.1	168.4	0.6	-1.1	0.0	1.1	-
6-Q	2	D0	21.6	-1.3	0.0	0.0	0.1	-3.1	21.6	-1.3	0.0	0.0	0.2	-
		DL1	68.8	-1.3	-0.7	0.0	-1.3	-3.2	68.8	-1.3	-0.7	0.0	2.2	-
		DL2	93.9	-1.7	-0.9	0.0	-1.6	-4.1	93.9	-1.7	-0.9	0.0	2.8	-
		EQX1	2.3	23.8	-0.9	0.0	-7.0	77.7	2.3	23.8	-0.9	0.0	-2.2	-4
		EQX2	2.9	28.9	11.4	0.3	33.2	92.6	2.9	28.9	11.4	0.3	-24.8	-5
		EQY1	0.3	2.0	17.1	0.1	57.0	4.2	0.3	2.0	17.1	0.1	-30.5	-
		EQY2	-0.2	-2.7	7.1	-0.1	23.5	-9.8	-0.2	-2.7	7.1	-0.1	-12.8	-
		OT	84.0	-1.5	-0.9	0.0	-1.9	-3.8	84.0	-1.5	-0.9	0.0	2.8	-

Company: Colinas de Buen S. A. de C. V.  
 Project: PARQUE DELTA EDIFICIO DE LA FORD

Engineer: Jorge Garcia Cortes  
 10:35:13 a.m. 03/02/05

Column	Story	Load	Axial	Shear1	Shear3	Torque	Mom-1	Mom-3	Axial	Shear2	Shear3	Torque	Mom-2	Mom
6-Q	1	D0	40.2	0.2	-0.3	0.0	-0.7	-0.1	40.2	0.2	-0.3	0.0	0.2	-
		DL1	137.9	0.7	-0.2	0.0	-1.0	0.1	137.9	0.7	-0.2	0.0	-0.3	-
		DL2	188.6	0.8	-0.5	0.0	-1.8	-0.2	188.6	0.8	-0.5	0.0	-0.2	-
		EQX1	3.1	-20.3	12.4	0.0	28.3	-6.1	3.1	-20.3	12.4	0.0	-8.9	5
		EQX2	4.1	-19.1	7.7	0.1	42.1	5.8	4.1	-19.1	7.7	0.1	19.0	6
		EQY1	0.6	6.2	-8.3	0.0	14.9	18.0	0.6	6.2	-8.3	0.0	39.9	-
		EQY2	-0.2	5.8	-4.5	0.0	3.4	8.8	-0.2	5.8	-4.5	0.0	17.0	-
		OT	168.5	0.8	-0.2	0.0	-1.1	0.1	168.5	0.8	-0.2	0.0	-0.6	-
		6-P	3	D0	7.8	-0.2	0.8	0.0	2.9	-0.3	7.8	-0.2	0.8	0.0
DL1	0.3			-0.2	5.1	0.0	24.7	0.4	0.3	-0.2	5.1	0.0	1.4	-
DL2	12.6			-0.7	16.8	0.0	43.7	-0.4	12.6	-0.7	16.8	0.0	-33.7	-
EQX1	3.4			15.2	0.9	0.0	1.8	7.9	3.4	15.2	0.9	0.0	-2.4	-6
EQX2	6.4			20.1	3.7	0.3	-6.2	3.3	6.4	20.1	3.7	0.3	-23.1	-8
EQY1	2.0			-0.8	1.7	0.1	-16.9	-9.1	2.0	-0.8	1.7	0.1	-24.9	-
EQY2	1.3			1.2	3.6	-0.1	1.4	9.2	1.3	1.2	3.6	-0.1	-15.0	-
OT	0.3			-0.3	6.3	0.0	30.5	0.2	0.3	-0.3	6.3	0.0	1.6	-
6-P	2			D0	25.4	-0.9	1.7	0.0	4.1	-2.5	25.4	-0.9	1.7	0.0
		DL1	34.2	-1.0	17.4	0.0	39.4	-3.0	34.2	-1.0	17.4	0.0	-49.2	-
		DL2	59.1	-1.0	20.5	0.0	49.4	-3.2	59.1	-1.0	20.5	0.0	-55.3	-
		EQX1	5.6	20.4	-1.8	0.0	-8.9	71.2	5.6	20.4	-1.8	0.0	0.4	-3
		EQX2	12.0	34.2	8.4	0.3	27.0	114.0	12.0	34.2	8.4	0.3	-15.6	-6
		EQY1	5.5	6.7	15.9	0.1	53.3	15.7	5.5	6.7	15.9	0.1	-27.6	-1
		EQY2	2.1	-8.3	4.3	-0.1	18.9	-26.3	2.1	-8.3	4.3	-0.1	-3.1	1
		OT	41.8	-1.1	21.1	0.0	47.8	-3.3	41.8	-1.1	21.1	0.0	-59.8	-
		6-P	1	D0	39.8	0.0	1.4	0.0	1.1	-0.5	39.8	0.0	1.4	0.0
DL1	68.4			0.5	15.5	0.0	15.5	-0.2	68.4	0.5	15.5	0.0	-31.0	-
DL2	105.9			0.2	23.5	0.0	23.3	-1.0	105.9	0.2	23.5	0.0	-47.1	-
EQX1	7.2			-14.8	11.8	0.0	27.8	3.5	7.2	-14.8	11.8	0.0	-7.8	4
EQX2	15.4			-21.3	6.1	0.1	40.4	12.1	15.4	-21.3	6.1	0.1	22.2	7
EQY1	7.7			5.1	-10.9	0.0	12.2	22.1	7.7	5.1	-10.9	0.0	44.9	-
EQY2	2.7			13.3	-3.7	0.0	4.3	18.0	2.7	13.3	-3.7	0.0	15.4	-2
OT	83.6			0.5	19.1	0.0	19.0	-0.4	83.6	0.5	19.1	0.0	-38.3	-

Linear Analysis- Beam End Forces

Units: ton, ton

Beam	Floor	Load	END 1						END 2		END 3					
			Axial	Shear1	Shear3	Torque	M1	M3	M2	V2	Axial	Shear1	Shear3	Torque	M1	
6 (P-P1)	2	D0	0.0	0.0	-3.7	0.0	-7.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-2.4	0.0	-3.7	
		DL1	0.0	0.0	-32.2	0.0	-73.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-26.4	0.0	-41.4	
		DL2	0.0	0.0	-44.0	0.0	-100.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-36.0	0.0	-56.3	
		EQX1	0.0	0.0	-0.6	0.0	-3.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.6	0.0	-3.0	
		EQX2	0.0	0.0	-1.8	0.0	-11.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.8	0.0	-9.3	
		EQY1	0.0	0.0	-1.7	0.0	-10.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.7	0.0	-8.4	
		EQY2	0.0	0.0	-0.6	0.0	-3.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.6	0.0	-3.0	
		OT	0.0	0.0	-39.4	0.0	-89.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-32.2	0.0	-50.5	
6 (P1-P2)	2	D0	0.0	0.0	-2.4	0.0	-3.7	0.0	2.2	.5	0.0	0.0	2.5	0.0	-4.1	
		DL1	0.0	0.0	-26.4	0.0	-41.4	0.0	24.0	.5	0.0	0.0	26.8	0.0	-43.7	
		DL2	0.0	0.0	-36.0	0.0	-56.3	0.0	32.8	.5	0.0	0.0	36.8	0.0	-60.0	
		EQX1	0.0	0.0	-0.6	0.0	-3.0	0.0	2.9	1.0	0.0	0.0	-0.6	0.0	2.9	
		EQX2	0.0	0.0	-1.8	0.0	-9.3	0.0	9.2	1.0	0.0	0.0	-1.8	0.0	9.2	
		EQY1	0.0	0.0	-1.7	0.0	-8.4	0.0	8.3	1.0	0.0	0.0	-1.7	0.0	8.3	
		EQY2	0.0	0.0	-0.6	0.0	-3.0	0.0	3.0	1.0	0.0	0.0	-0.6	0.0	3.0	
		OT	0.0	0.0	-32.2	0.0	-50.5	0.0	29.3	.5	0.0	0.0	32.8	0.0	-53.4	
6 (P2-Q)	2	D0	0.0	0.0	2.5	0.0	-4.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.8	0.0	-7.6	
		DL1	0.0	0.0	26.8	0.0	-43.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	32.7	0.0	-76.5	
		DL2	0.0	0.0	36.8	0.0	-60.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	44.8	0.0	-104.9	
		EQX1	0.0	0.0	-0.6	0.0	2.9	0.0	3.6	1.0	0.0	0.0	-0.6	0.0	3.6	
		EQX2	0.0	0.0	-1.8	0.0	9.2	0.0	11.2	1.0	0.0	0.0	-1.8	0.0	11.2	
		EQY1	0.0	0.0	-1.7	0.0	8.3	0.0	10.2	1.0	0.0	0.0	-1.7	0.0	10.2	
		EQY2	0.0	0.0	-0.6	0.0	3.0	0.0	3.7	1.0	0.0	0.0	-0.6	0.0	3.7	
		OT	0.0	0.0	32.8	0.0	-53.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	39.9	0.0	-93.5	
6 (Q-Q1)	2	D0	0.0	0.0	-3.8	0.0	-7.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-2.4	0.0	-3.9	
		DL1	0.0	0.0	-32.4	0.0	-75.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-26.6	0.0	-42.7	

Company: Colinas de Buen S. A. de C. V.  
 Project: PARQUE DELTA EDIFICIO DE LA FORD

Engineer: Jorge Garcia Cortes  
 10:35:13 a.m. 03/02/05

Beam	Floor	Lead	Ax1	Shr2	Shr3	Torque	M1	M3	M2	X/L	Ax1	Shr2	Shr3	Torque	M1
		DL2	0.0	0.0	-44.4	0.0	-102.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-36.4	0.0	-58.5
		EQX1	0.0	0.0	-0.6	0.0	-3.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.6	0.0	-2.9
		EQX2	0.0	0.0	-1.8	0.0	-11.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.8	0.0	-9.1
		EQY1	0.0	0.0	-1.6	0.0	-10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.6	0.0	-8.2
		EQY2	0.0	0.0	-0.6	0.0	-3.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.6	0.0	-3.0
		OT	0.0	0.0	-39.6	0.0	-91.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-32.5	0.0	-52.1
6 (Q1-Q2)	2	D0	0.0	0.0	-2.4	0.0	-3.9	0.0	2.2	.5	0.0	0.0	2.5	0.0	-4.0
		DL1	0.0	0.0	-26.6	0.0	-42.7	0.0	23.7	.5	0.0	0.0	26.6	0.0	-43.0
		DL2	0.0	0.0	-36.4	0.0	-58.5	0.0	32.4	.5	0.0	0.0	36.4	0.0	-58.7
		EQX1	0.0	0.0	-0.6	0.0	-2.9	0.0	2.9	1.0	0.0	0.0	-0.6	0.0	2.9
		EQX2	0.0	0.0	-1.8	0.0	-9.1	0.0	9.0	1.0	0.0	0.0	-1.8	0.0	9.0
		EQY1	0.0	0.0	-1.6	0.0	-8.2	0.0	8.2	1.0	0.0	0.0	-1.6	0.0	8.2
		EQY2	0.0	0.0	-0.6	0.0	-3.0	0.0	2.9	1.0	0.0	0.0	-0.6	0.0	2.9
		OT	0.0	0.0	-32.5	0.0	-52.1	0.0	28.9	.5	0.0	0.0	32.5	0.0	-52.5
6 (Q2-R)	2	D0	0.0	0.0	2.5	0.0	-4.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.8	0.0	-7.5
		DL1	0.0	0.0	26.6	0.0	-43.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	32.5	0.0	-75.5
		DL2	0.0	0.0	36.4	0.0	-58.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	44.4	0.0	-103.2
		EQX1	0.0	0.0	-0.6	0.0	2.9	0.0	3.5	1.0	0.0	0.0	-0.6	0.0	3.5
		EQX2	0.0	0.0	-1.8	0.0	9.0	0.0	11.0	1.0	0.0	0.0	-1.8	0.0	11.0
		EQY1	0.0	0.0	-1.6	0.0	8.2	0.0	10.0	1.0	0.0	0.0	-1.6	0.0	10.0
		EQY2	0.0	0.0	-0.6	0.0	2.9	0.0	3.5	1.0	0.0	0.0	-0.6	0.0	3.5
		OT	0.0	0.0	32.5	0.0	-52.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	39.7	0.0	-92.3
6 (R-R1)	2	D0	0.0	0.0	-3.8	0.0	-7.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-2.5	0.0	-3.9
		DL1	0.0	0.0	-32.6	0.0	-75.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-26.7	0.0	-43.2
		DL2	0.0	0.0	-44.5	0.0	-103.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-36.5	0.0	-59.1
		EQX1	0.0	0.0	-0.5	0.0	-3.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.5	0.0	-2.6
		EQX2	0.0	0.0	-1.7	0.0	-10.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.7	0.0	-8.6
		EQY1	0.0	0.0	-1.6	0.0	-9.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.6	0.0	-8.0
		EQY2	0.0	0.0	-0.6	0.0	-3.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.6	0.0	-2.8
		OT	0.0	0.0	-39.8	0.0	-92.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-32.6	0.0	-52.7
6 (R1-R2)	2	D0	0.0	0.0	-2.5	0.0	-3.9	0.0	2.2	.5	0.0	0.0	2.5	0.0	-3.9
		DL1	0.0	0.0	-26.7	0.0	-43.2	0.0	23.8	.5	0.0	0.0	26.5	0.0	-42.1
		DL2	0.0	0.0	-36.5	0.0	-59.1	0.0	32.6	.5	0.0	0.0	36.3	0.0	-57.7
		EQX1	0.0	0.0	-0.5	0.0	-2.6	0.0	2.5	1.0	0.0	0.0	-0.5	0.0	2.5
		EQX2	0.0	0.0	-1.7	0.0	-8.6	0.0	8.4	1.0	0.0	0.0	-1.7	0.0	8.4
		EQY1	0.0	0.0	-1.6	0.0	-8.0	0.0	7.8	1.0	0.0	0.0	-1.6	0.0	7.8
		EQY2	0.0	0.0	-0.6	0.0	-2.8	0.0	2.9	1.0	0.0	0.0	-0.6	0.0	2.9
		OT	0.0	0.0	-32.6	0.0	-52.7	0.0	29.1	.5	0.0	0.0	32.4	0.0	-51.5
6 (R2-S)	2	D0	0.0	0.0	2.5	0.0	-3.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.8	0.0	-7.4
		DL1	0.0	0.0	26.5	0.0	-42.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	32.3	0.0	-74.5
		DL2	0.0	0.0	36.3	0.0	-57.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	44.3	0.0	-102.0
		EQX1	0.0	0.0	-0.5	0.0	2.5	0.0	3.1	1.0	0.0	0.0	-0.5	0.0	3.1
		EQX2	0.0	0.0	-1.7	0.0	8.4	0.0	10.2	1.0	0.0	0.0	-1.7	0.0	10.2
		EQY1	0.0	0.0	-1.6	0.0	7.8	0.0	9.5	1.0	0.0	0.0	-1.6	0.0	9.5
		EQY2	0.0	0.0	-0.6	0.0	2.9	0.0	3.5	1.0	0.0	0.0	-0.6	0.0	3.5
		OT	0.0	0.0	32.4	0.0	-51.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	39.5	0.0	-91.1
6 (S-S1)	2	D0	0.0	0.0	-1.9	0.0	-1.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.6	0.0	-0.2
		DL1	0.0	0.0	-13.9	0.0	-16.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-8.0	0.0	-4.4
		DL2	0.0	0.0	-19.0	0.0	-22.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-11.0	0.0	-5.9
		EQX1	0.0	0.0	-8.4	-0.1	-19.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-8.4	-0.1	-9.7
		EQX2	0.0	0.0	-27.2	-0.1	-62.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-27.2	-0.1	-32.3
		EQY1	0.0	0.0	-25.1	0.0	-57.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-25.1	0.0	-30.0
		EQY2	0.0	0.0	-9.2	0.0	-21.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-9.2	0.0	-11.1
		OT	0.0	0.0	-16.9	0.0	-19.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-9.7	0.0	-5.2
6 (S1-S2)	2	D0	0.0	0.0	-0.6	0.0	-0.2	0.0	0.2	.5	0.0	0.0	0.6	0.0	-0.2
		DL1	0.0	0.0	-8.0	0.0	-4.4	0.0	1.7	.65	0.0	0.0	4.6	0.0	-0.3
		DL2	0.0	0.0	-11.0	0.0	-5.9	0.0	2.4	.65	0.0	0.0	6.2	0.0	-0.2
		EQX1	0.0	0.0	-8.4	0.0	-9.7	0.0	10.2	1.0	0.0	0.0	-8.4	-0.1	10.2
		EQX2	0.0	0.0	-27.2	-0.1	-32.3	0.0	32.2	1.0	0.0	0.0	-27.2	-0.1	32.2
		EQY1	0.0	0.0	-25.1	0.0	-30.0	0.0	29.5	1.0	0.0	0.0	-25.1	0.0	29.5
		EQY2	0.0	0.0	-9.2	0.0	-11.1	0.0	10.7	1.0	0.0	0.0	-9.2	0.0	10.7
		OT	0.0	0.0	-9.7	0.0	-5.2	0.0	2.1	.65	0.0	0.0	5.7	0.0	-0.4
6 (S2-T)	2	D0	0.0	0.0	0.6	0.0	-0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.9	0.0	-1.5
		DL1	0.0	0.0	4.6	0.0	-0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.4	0.0	-8.5
		DL2	0.0	0.0	6.2	0.0	-0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	14.2	0.0	-11.5
		EQX1	0.0	0.0	-8.4	-0.1	10.2	0.0	19.4	1.0	0.0	0.0	-8.4	-0.1	19.4
		EQX2	0.0	0.0	-27.2	-0.1	32.2	0.0	62.2	1.0	0.0	0.0	-27.2	-0.1	62.2
		EQY1	0.0	0.0	-25.1	0.0	29.5	0.0	57.1	1.0	0.0	0.0	-25.1	0.0	57.1

Company: Colinas de Buen S. A. de C. V.  
 Project: PARQUE DELTA EDIFICIO DE LA FORD

Engineer: Jorge Garcia Cortes  
 10:35:13 a.m. 03/02/05

Beam	Floor	Load	Ax1	Shr1	Shr3	Torque	M2	M3	M2	N/L	Ax1	Shr1	Shr3	Torque	M1
		EQY2	0.0	0.0	-9.2	0.0	10.7	0.0	20.9	1.0	0.0	0.0	-9.2	0.0	20.9
		OT	0.0	0.0	5.7	0.0	-0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	12.8	0.0	-10.6
6 (P-P1)	3	D0	0.0	0.0	-3.7	0.0	-7.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-2.4	0.0	-3.7
		DL1	0.0	0.0	-32.0	0.0	-71.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-26.2	0.0	-39.9
		DL2	0.0	0.0	-43.9	0.0	-99.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-35.9	0.0	-55.6
		EQX1	0.0	0.0	-0.1	0.0	-0.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.1	0.0	-0.7
		EQX2	0.0	0.0	-2.3	0.0	-14.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-2.3	0.0	-11.9
		EQY1	0.0	0.0	-3.0	0.0	-18.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-3.0	0.0	-15.0
		EQY2	0.0	0.0	-1.3	0.0	-7.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.3	0.0	-6.5
		OT	0.0	0.0	-39.1	0.0	-87.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-31.9	0.0	-48.7
6 (P1-P2)	3	D0	0.0	0.0	-2.4	0.0	-3.7	0.0	2.3	.5	0.0	0.0	2.5	0.0	-4.1
		DL1	0.0	0.0	-26.2	0.0	-39.9	0.0	24.3	.5	0.0	0.0	27.0	0.0	-44.4
		DL2	0.0	0.0	-35.9	0.0	-55.6	0.0	33.1	.5	0.0	0.0	36.9	0.0	-60.3
		EQX1	0.0	0.0	-0.1	0.0	-0.7	0.0	0.6	1.0	0.0	0.0	-0.1	0.0	0.6
		EQX2	0.0	0.0	-2.3	0.0	-11.9	0.0	11.6	1.0	0.0	0.0	-2.3	0.0	11.6
		EQY1	0.0	0.0	-3.0	0.0	-15.0	0.0	15.0	1.0	0.0	0.0	-3.0	0.0	15.0
		EQY2	0.0	0.0	-1.3	0.0	-6.5	0.0	6.2	1.0	0.0	0.0	-1.3	0.0	6.2
		OT	0.0	0.0	-31.9	0.0	-48.7	0.0	29.7	.5	0.0	0.0	33.1	0.0	-54.3
6 (P2-Q)	3	D0	0.0	0.0	2.5	0.0	-4.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.8	0.0	-7.6
		DL1	0.0	0.0	27.0	0.0	-44.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	32.9	0.0	-77.4
		DL2	0.0	0.0	36.9	0.0	-60.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	44.9	0.0	-105.3
		EQX1	0.0	0.0	-0.1	0.0	0.6	0.0	0.8	1.0	0.0	0.0	-0.1	0.0	0.8
		EQX2	0.0	0.0	-2.3	0.0	11.6	0.0	14.2	1.0	0.0	0.0	-2.3	0.0	14.2
		EQY1	0.0	0.0	-3.0	0.0	15.0	0.0	18.3	1.0	0.0	0.0	-3.0	0.0	18.3
		EQY2	0.0	0.0	-1.3	0.0	6.2	0.0	7.6	1.0	0.0	0.0	-1.3	0.0	7.6
		OT	0.0	0.0	33.1	0.0	-54.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	40.2	0.0	-94.6
6 (Q-Q1)	3	D0	0.0	0.0	-3.8	0.0	-7.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-2.5	0.0	-4.0
		DL1	0.0	0.0	-32.4	0.0	-75.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-26.5	0.0	-42.6
		DL2	0.0	0.0	-44.2	0.0	-102.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-36.2	0.0	-58.0
		EQX1	0.0	0.0	-0.1	0.0	-0.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.1	0.0	-0.7
		EQX2	0.0	0.0	-2.4	0.0	-14.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-2.4	0.0	-11.8
		EQY1	0.0	0.0	-3.0	0.0	-18.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-3.0	0.0	-15.0
		EQY2	0.0	0.0	-1.3	0.0	-7.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.3	0.0	-6.3
		OT	0.0	0.0	-39.6	0.0	-91.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-32.4	0.0	-52.0
6 (Q1-Q2)	3	D0	0.0	0.0	-2.5	0.0	-4.0	0.0	2.2	.5	0.0	0.0	2.5	0.0	-4.0
		DL1	0.0	0.0	-26.5	0.0	-42.6	0.0	23.5	.5	0.0	0.0	26.7	0.0	-43.3
		DL2	0.0	0.0	-36.2	0.0	-58.0	0.0	32.1	.5	0.0	0.0	36.6	0.0	-59.7
		EQX1	0.0	0.0	-0.1	0.0	-0.7	0.0	0.8	1.0	0.0	0.0	-0.1	0.0	0.8
		EQX2	0.0	0.0	-2.4	0.0	-11.8	0.0	12.1	1.0	0.0	0.0	-2.4	0.0	12.1
		EQY1	0.0	0.0	-3.0	0.0	-15.0	0.0	15.1	1.0	0.0	0.0	-3.0	0.0	15.1
		EQY2	0.0	0.0	-1.3	0.0	-6.3	0.0	6.7	1.0	0.0	0.0	-1.3	0.0	6.7
		OT	0.0	0.0	-32.4	0.0	-52.0	0.0	28.8	.5	0.0	0.0	32.6	0.0	-53.0
6 (Q2-R)	3	D0	0.0	0.0	2.5	0.0	-4.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.8	0.0	-7.4
		DL1	0.0	0.0	26.7	0.0	-43.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	32.5	0.0	-75.9
		DL2	0.0	0.0	36.6	0.0	-59.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	44.6	0.0	-104.4
		EQX1	0.0	0.0	-0.1	0.0	0.8	0.0	1.0	1.0	0.0	0.0	-0.1	0.0	1.0
		EQX2	0.0	0.0	-2.4	0.0	12.1	0.0	14.7	1.0	0.0	0.0	-2.4	0.0	14.7
		EQY1	0.0	0.0	-3.0	0.0	15.1	0.0	18.4	1.0	0.0	0.0	-3.0	0.0	18.4
		EQY2	0.0	0.0	-1.3	0.0	6.7	0.0	8.2	1.0	0.0	0.0	-1.3	0.0	8.2
		OT	0.0	0.0	32.6	0.0	-53.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	39.7	0.0	-92.8
6 (R-R1)	3	D0	0.0	0.0	-3.8	0.0	-7.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-2.5	0.0	-4.0
		DL1	0.0	0.0	-32.8	0.0	-76.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-26.9	0.0	-43.8
		DL2	0.0	0.0	-44.8	0.0	-104.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-36.8	0.0	-59.5
		EQX1	0.0	0.0	-0.1	0.0	-0.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.1	0.0	-0.8
		EQX2	0.0	0.0	-1.9	0.0	-12.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.9	0.0	-10.5
		EQY1	0.0	0.0	-2.4	0.0	-15.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-2.4	0.0	-13.0
		EQY2	0.0	0.0	-1.0	0.0	-7.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.0	0.0	-5.8
		OT	0.0	0.0	-40.1	0.0	-93.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-32.9	0.0	-53.5
6 (R1-R2)	3	D0	0.0	0.0	-2.5	0.0	-4.0	0.0	2.3	.5	0.0	0.0	2.4	0.0	-3.8
		DL1	0.0	0.0	-26.9	0.0	-43.8	0.0	24.3	.5	0.0	0.0	26.3	0.0	-40.5
		DL2	0.0	0.0	-36.8	0.0	-59.5	0.0	33.5	.5	0.0	0.0	36.0	0.0	-55.6
		EQX1	0.0	0.0	-0.1	0.0	-0.8	0.0	0.7	1.0	0.0	0.0	-0.1	0.0	0.7
		EQX2	0.0	0.0	-1.9	0.0	-10.5	0.0	8.9	1.0	0.0	0.0	-1.9	0.0	8.9
		EQY1	0.0	0.0	-2.4	0.0	-13.0	0.0	11.2	1.0	0.0	0.0	-2.4	0.0	11.2
		EQY2	0.0	0.0	-1.0	0.0	-5.8	0.0	4.7	1.0	0.0	0.0	-1.0	0.0	4.7
		OT	0.0	0.0	-32.9	0.0	-53.5	0.0	29.7	.5	0.0	0.0	32.1	0.0	-49.5
6 (R2-S)	3	D0	0.0	0.0	2.4	0.0	-3.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.8	0.0	-7.2

Company: Colinas de Buen S. A. de C. V.  
 Project: PARQUE DELTA EDIFICIO DE LA FORD

Engineer: Jorge Garcia Cortes  
 10:35:13 a.m. 03/02/05

Beam	Floor	Load	Ax1	Shr2	Shr3	Torque	M2	M3	M4	Xy/L	Ax1	Shr2	Shr3	Torque	M2
		DL1	0.0	0.0	26.3	0.0	-40.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	32.1	0.0	-72.6
		DL2	0.0	0.0	36.0	0.0	-55.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	44.0	0.0	-99.7
		EQX1	0.0	0.0	-0.1	0.0	0.7	0.0	0.8	1.0	0.0	0.0	-0.1	0.0	0.8
		EQX2	0.0	0.0	-1.9	0.0	8.9	0.0	11.1	1.0	0.0	0.0	-1.9	0.0	11.1
		EQY1	0.0	0.0	-2.4	0.0	11.2	0.0	13.8	1.0	0.0	0.0	-2.4	0.0	13.8
		EQY2	0.0	0.0	-1.0	0.0	4.7	0.0	5.8	1.0	0.0	0.0	-1.0	0.0	5.8
		OT	0.0	0.0	32.1	0.0	-49.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	39.2	0.0	-88.7
6(S-S1)	3	D0	0.0	0.0	-2.4	0.0	-2.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.1	0.0	-1.0
		DL1	0.0	0.0	-17.2	0.0	-26.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-11.4	0.0	-10.4
		DL2	0.0	0.0	-22.9	0.0	-34.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-14.9	0.0	-13.8
		EQX1	0.0	0.0	-1.9	0.0	-4.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.9	0.0	-2.1
		EQX2	0.0	0.0	-27.0	-0.1	-60.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-27.0	-0.1	-30.4
		EQY1	0.0	0.0	-34.0	0.0	-76.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-34.0	0.0	-38.7
		EQY2	0.0	0.0	-14.5	0.0	-31.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-14.5	0.0	-15.8
		OT	0.0	0.0	-20.9	0.0	-31.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-13.7	0.0	-12.5
6(S1-S2)	3	D0	0.0	0.0	-1.1	0.0	-1.0	0.0	0.2	.95	0.0	0.0	0.1	0.0	0.2
		DL1	0.0	0.0	-11.4	0.0	-10.4	0.0	1.8	.9	0.0	0.0	1.3	0.0	1.6
		DL2	0.0	0.0	-14.9	0.0	-13.8	0.0	1.3	.85	0.0	0.0	2.4	0.0	0.9
		EQX1	0.0	0.0	-1.9	0.0	-2.1	0.0	2.4	1.0	0.0	0.0	-1.9	0.0	2.4
		EQX2	0.0	0.0	-27.0	-0.1	-30.4	0.0	33.6	1.0	0.0	0.0	-27.0	-0.1	33.6
		EQY1	0.0	0.0	-34.0	0.0	-38.7	0.0	41.8	1.0	0.0	0.0	-34.0	0.0	41.8
		EQY2	0.0	0.0	-14.5	0.0	-15.8	0.0	18.4	1.0	0.0	0.0	-14.5	0.0	18.4
		OT	0.0	0.0	-13.7	0.0	-12.5	0.0	2.0	.9	0.0	0.0	1.7	0.0	1.8
6(S2-T)	3	D0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.2	0.0	0.2	0.0	0.0	0.0	1.4	0.0	-0.6
		DL1	0.0	0.0	1.3	0.0	1.6	0.0	1.6	0.0	0.0	0.0	7.1	0.0	-3.0
		DL2	0.0	0.0	2.4	0.0	0.9	0.0	0.9	0.0	0.0	0.0	10.4	0.0	-6.1
		EQX1	0.0	0.0	-1.9	0.0	2.4	0.0	4.6	1.0	0.0	0.0	-1.9	0.0	4.6
		EQX2	0.0	0.0	-27.0	-0.1	33.6	0.0	63.4	1.0	0.0	0.0	-27.0	-0.1	63.4
		EQY1	0.0	0.0	-34.0	0.0	41.8	0.0	79.2	1.0	0.0	0.0	-34.0	0.0	79.2
		EQY2	0.0	0.0	-14.5	0.0	18.4	0.0	34.3	1.0	0.0	0.0	-14.5	0.0	34.3
		OT	0.0	0.0	1.7	0.0	1.8	0.0	1.8	0.0	0.0	0.0	8.8	0.0	-3.9
6(P-R)	4	D0	0.0	0.0	-0.4	0.0	-1.6	0.0	0.7	.5	0.0	0.0	0.4	0.0	-1.4
		DL1	0.0	0.0	-0.2	0.0	-3.7	0.0	0.5	1.0	0.0	0.0	-0.2	0.0	0.5
		DL2	0.0	0.0	-12.4	0.0	-45.5	0.0	30.0	.5	0.0	0.0	13.1	0.0	-54.8
		EQX1	0.0	0.0	-0.2	0.0	-3.2	0.0	2.7	1.0	0.0	0.0	-0.2	0.0	2.7
		EQX2	0.0	0.0	-1.9	0.0	-26.0	0.0	22.0	1.0	0.0	0.0	-1.9	0.0	22.0
		EQY1	0.0	0.0	-1.9	0.0	-25.9	0.0	22.0	1.0	0.0	0.0	-1.9	0.0	22.0
		EQY2	0.0	0.0	-1.3	0.0	-18.1	0.0	15.3	1.0	0.0	0.0	-1.3	0.0	15.3
		OT	0.0	0.0	-0.2	0.0	-4.6	0.0	0.7	1.0	0.0	0.0	-0.2	0.0	0.7
6(R-T)	4	D0	0.0	0.0	-0.2	0.0	-0.5	0.0	0.4	.45	0.0	0.0	0.3	0.0	-1.0
		DL1	0.0	0.0	0.7	0.0	5.7	0.0	5.7	0.0	0.0	0.0	0.7	0.0	-6.0
		DL2	0.0	0.0	-9.1	0.0	-28.7	0.0	12.6	.5	0.0	0.0	8.6	0.0	-24.0
		EQX1	0.0	0.0	-0.5	0.0	-3.8	0.0	5.0	1.0	0.0	0.0	-0.5	0.0	5.0
		EQX2	0.0	0.0	-3.9	0.0	-31.0	0.0	38.4	1.0	0.0	0.0	-3.9	0.0	38.4
		EQY1	0.0	0.0	-4.1	0.0	-31.8	0.0	39.8	1.0	0.0	0.0	-4.1	0.0	39.8
		EQY2	0.0	0.0	-2.7	0.0	-21.4	0.0	26.1	1.0	0.0	0.0	-2.7	0.0	26.1
		OT	0.0	0.0	0.8	0.0	6.9	0.0	6.9	0.0	0.0	0.0	0.8	0.0	-7.2

Linear Analysis- Support Reactions

Support	Load	Force (kN)			Moment (kN-m)			
		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	
6-P	1	D0	-0.05	1.41	39.77	-1.11	-0.49	0.00
		DL1	0.54	15.50	68.41	-15.46	-0.22	0.00
		DL2	0.24	23.47	105.92	-23.29	-0.99	0.00
		EQX1	-14.82	11.85	7.18	-27.76	3.52	0.03
		EQX2	-21.28	6.08	15.44	-40.42	12.07	0.08
		EQY1	5.06	-10.89	7.70	-12.23	22.06	0.05
		EQY2	13.28	-3.69	2.67	-4.32	17.99	0.01
		OT	0.52	19.10	83.57	-19.03	-0.41	0.00
6-Q	1	D0	0.23	-0.30	40.24	0.67	-0.11	0.00
		DL1	0.69	-0.22	137.92	0.97	0.12	0.00
		DL2	0.75	-0.53	188.57	1.79	-0.16	0.00
		EQX1	-20.35	12.41	3.14	-28.34	-6.09	0.03

Company: Colinas de Buen S. A. de C. V.  
 Project: PARQUE DELTA EDIFICIO DE LA FORD

Engineer: Jorge Garcia Cortes  
 10:35:13 a.m. 03/02/05

Axis	Floor	LdCase	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		EQX2	-19.09	7.69	4.06	-42.09	5.79	0.08
		EQY1	6.15	-8.33	0.60	-14.90	17.96	0.05
		EQY2	5.76	-4.53	-0.19	-3.44	8.80	0.01
		OT	0.80	-0.16	168.51	1.10	0.11	0.00
6-R	1	D0	0.09	-0.38	48.68	0.76	-0.16	0.00
		DL1	0.47	-1.00	137.85	1.78	0.07	0.00
		DL2	0.47	-2.65	212.01	4.01	-0.15	0.00
		EQX1	-22.37	12.88	5.90	-28.84	-12.04	0.03
		EQX2	-14.61	9.45	6.29	-43.93	1.89	0.08
		EQY1	5.91	-8.01	1.46	-15.24	12.47	0.05
		EQY2	-0.34	-2.30	1.59	-5.77	1.09	0.01
		OT	0.59	-1.06	168.43	2.04	0.12	0.00
6-S	1	D0	0.35	-1.37	37.07	1.79	0.19	0.00
		DL1	0.58	-10.53	103.40	11.74	0.37	0.00
		DL2	0.91	-14.24	140.90	16.11	0.60	0.00
		EQX1	-27.37	17.10	12.64	-33.25	-21.11	0.03
		EQX2	-10.95	16.41	52.37	-51.20	-2.85	0.08
		EQY1	6.23	-3.18	54.74	-20.29	7.56	0.05
		EQY2	-7.11	-3.17	22.65	-4.86	-7.31	0.01
		OT	0.79	-12.77	126.13	14.27	0.55	0.00
6-T	1	D0	-1.12	-0.88	47.66	6.05	69.03	0.32
		DL1	-1.12	-4.31	24.18	6.75	17.51	1.51
		DL2	-0.50	-7.12	41.52	11.16	30.37	2.42
		EQX1	142.75	7.34	-89.35	-32.05	78.37	-5.71
		EQX2	78.57	15.94	-103.32	-64.24	7.74	-9.37
		EQY1	-87.68	6.61	-17.02	-33.94	-62.29	-2.11
		EQY2	-36.17	1.65	-8.36	-9.33	-1.39	0.47
		OT	-0.99	-5.15	29.57	8.12	21.34	1.79

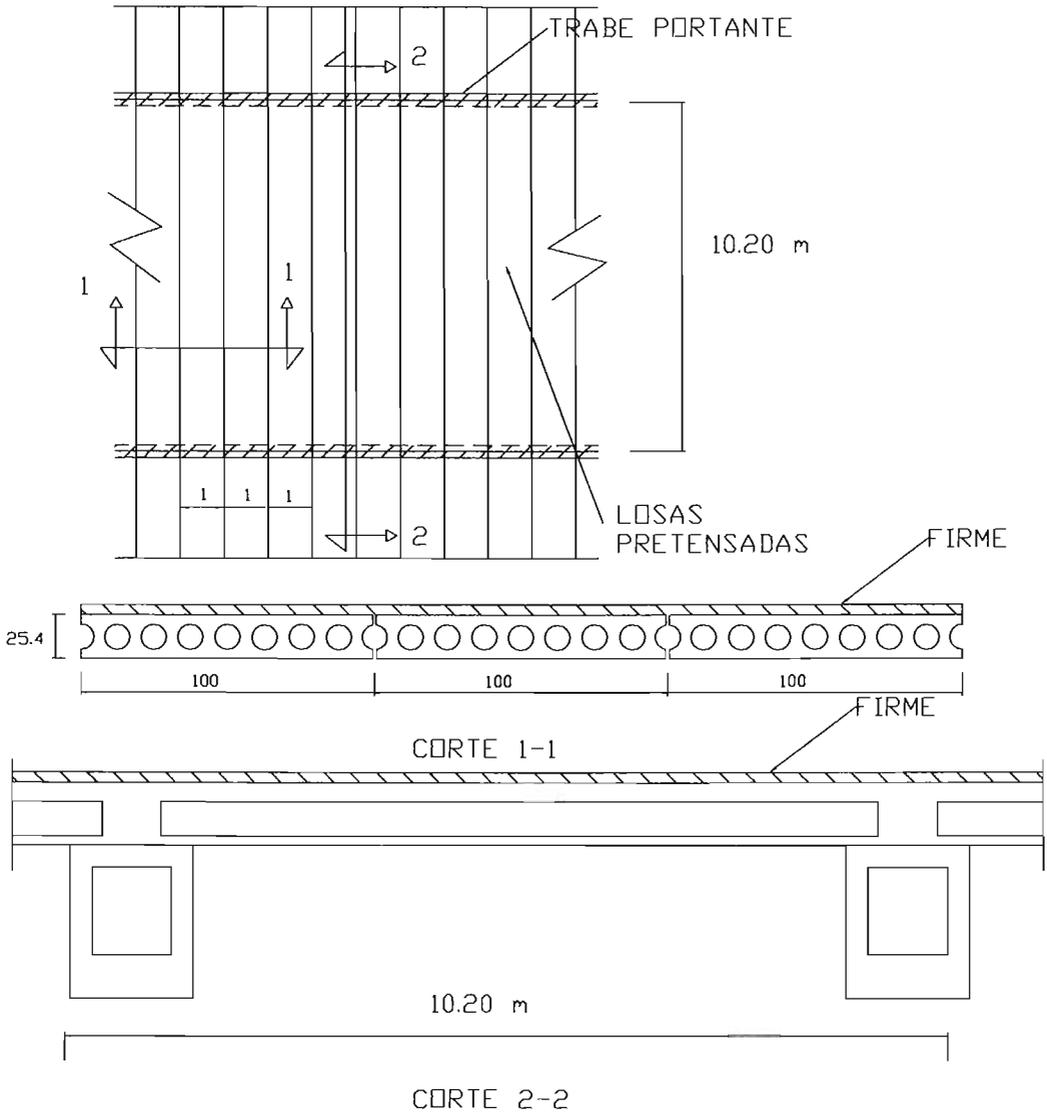
## **1.7 EJEMPLOS DE DISEÑO.**

CALCULO DE UNA LOSA PRETENSADA

DATOS

CARGA MUERTA =  $300 \text{ kg/m}^2$

CARGA VIVA =  $350 \text{ kg/m}^2$



## MATERIALES

## ACERO DE PRESFUERZO

TORON  $\phi = 1/2'$

$$f_{sr} = 19\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{sp} = 0.99 \text{ cm}^2$$

PERDIDAS DE PRESFUERZO = 20 %

FUERZA DE PRESFUERZO INICIAL  $P_0 = 13\,167 \text{ Kg}$  (POR TORON)

FUERZA EFECTIVA DE PRESFUERZO  $P = 10\,533 \text{ Kg}$  (POR TORON)

## CONCRETO

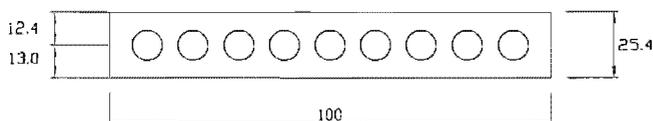
$$f'_c = 450 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_{ci} = 0.8f'_c = 360 \text{ kg/cm}^2$$

## 1ª ETAPA

PROPIEDADES DE LA SECCION SIMPLE

CALCULO DE ESFUERZOS BAJO CARGAS DE SERVICIO.



$$A = 1755 \text{ cm}^2$$

$$I = 123000 \text{ cm}^4$$

$$y_i = 13.0 \text{ cm}$$

$$y_s = 12.4 \text{ cm}$$

$$S_i = 123000/13 = 9461.54 \text{ cm}^3$$

$$S_s = 123000/12.4 = 9919.36 \text{ cm}^3$$

## CARGAS SECCION SIMPLE

$$\text{FIRME} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{SCDF} = \underline{40 \text{ kg/m}^2}$$

$$W = 190 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{ANCHO TRIBUTARIO} = \underline{1.0 \text{ m}}$$

$$W = 190 \text{ kg/m}$$

$$\text{COLADO COMP.} = 190 \text{ kg/m}$$

$$\text{PESO PROPIO} = \underline{421.2 \text{ kg/m}}$$

$$C M + C V = 801.2 \text{ kg/m}$$

$$\text{USO } 800 \text{ kg/m}$$

## ESFUERZOS

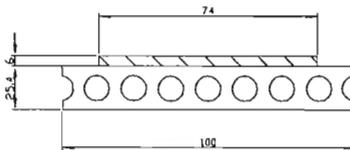
$$M = WL^2/8 = 0.8 * 10.20^2/8 = 10.4 \text{ T-m}$$

$$f_s = M/S_s = 104.85 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = M/S_{si} = 109.92 \text{ kg/cm}^2$$

## 2ª ETAPA

## PROPIEDADES DE LA SECCION COMPUESTA



$$b_e = 100 * \sqrt{f_{c1}/f_{c2}} = 74$$

$$A_{sc} = 2199 \text{ cm}^2$$

$$I_{sc} = 208370.12 \text{ cm}^4$$

$$y_{isc} = 16.1 \text{ cm}$$

$$y_{ssc} = 14.3 \text{ cm}$$

$$S_{isc} = 12934.2 \text{ cm}^3$$

$$S_{ssc} = 14581.5 \text{ cm}^3$$

CARGA MUERTA + CARGA VIVA

$$C M = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$C V = 350 \text{ kg/m}^2$$

$$W = 650 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{ANCHO TRIBUTARIO} = 1.0 \text{ m}$$

$$C M + C V = 650 \text{ kg/m}$$

ESFUERZOS

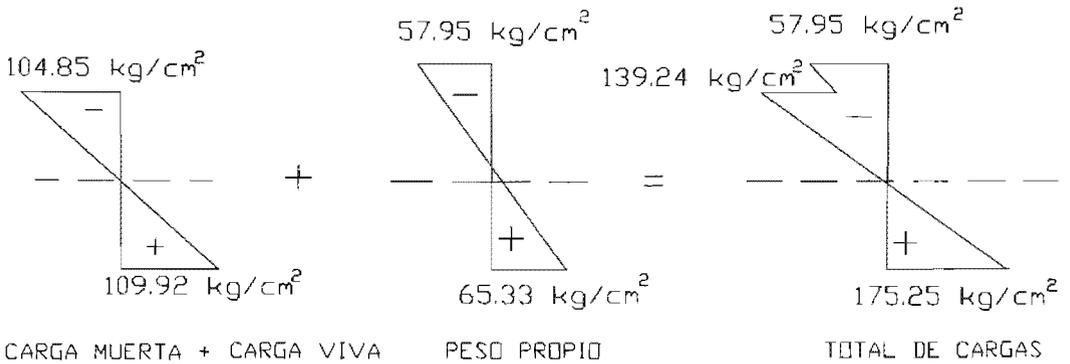
$$\text{CARGA MUERTA + CARGA VIVA } M = WL^2/8 = 0.65 * 10.20^2/8 = 8.45 \text{ T-m}$$

CARGA MUERTA + CARGA VIVA

$$f_s = M/S_s = 57.95 \text{ kg/cm}^2$$

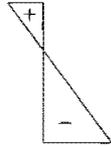
$$f_i = M/S_{si} = 65.33 \text{ kg/cm}^2$$

## DIAGRAMAS



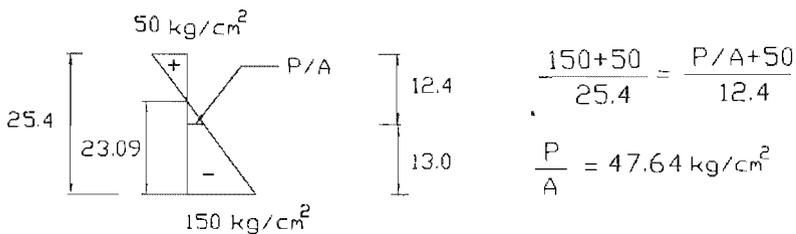
## CALCULO DEL PRESFUERZO

$$3.2 \sqrt{f'_c} = 67.88 \text{ kg/cm}^2$$



$$0.45 f'_c = 202.5 \text{ kg/cm}^2$$

## CON EL SIGUIENTE DIAGRAMA DE PRESFUERZO



$$P = 47.54 \times 1755 = 83\,432.7 \text{ kg}$$

CON TORONES  $\phi=1/2"$

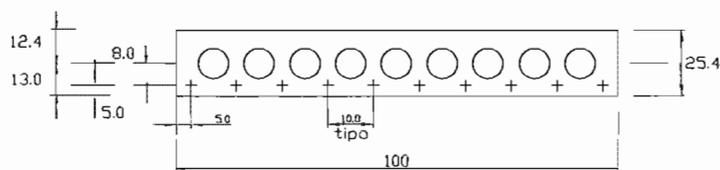
$$\text{N}^\circ \text{ DE TORONES} = 83432.7/10533 = 7.92$$

10 TORONES  $\phi 1/2"$

$$P = 10 \times 10533 = 105330 \text{ Kg} \quad \frac{P}{A} = 60.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$e = S/P \left[ K f_i P - P/A \right]$$

$$e = \frac{9461.54}{117875.2} \left[ 150 - 60.02 \right] = 7.22 \text{ cm}$$



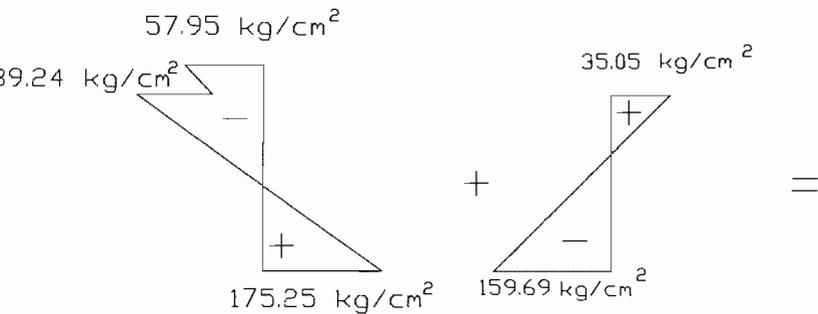
VERIFICACION DE ESFUERZOS

SECCION AL CENTRO DEL CLARO

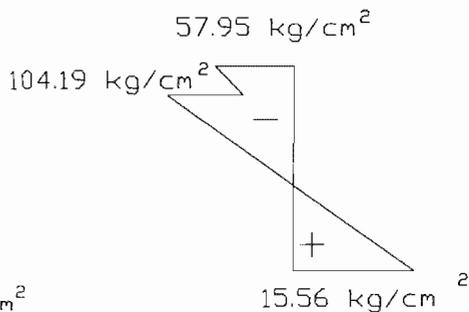
$$f_s = P/A - Pe/S = 60.02 - (117875.2) \times (8.0) / 9919.36 = 35.05 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = P/A + Pe/S_i = 60.02 + (117875.2) \times (8.0) / 9461.54 = 159.69 \text{ kg/cm}^2$$

## SECCION AL CENTRO DEL CLARO



TOTAL DE CARGAS

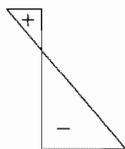


$$104.56 \text{ kg/cm}^2 < 0.45f'c = 202.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$15.56 \text{ kg/cm}^2 < 1.6\sqrt{f'c} = 33.94 \text{ kg/cm}^2$$

## SECCION EN EL EXTREMO

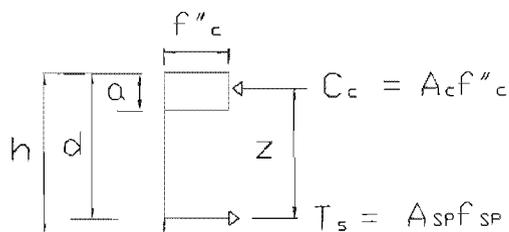
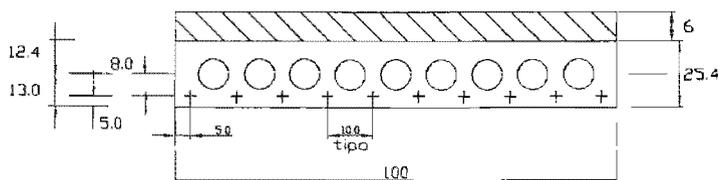
$$15/0.8 = 18.75 \text{ kg/cm}^2 < \sqrt{f'c} = 18.97 \text{ kg/cm}^2$$



$$190/0.8 = 187.5 \text{ kg/cm}^2 < 0.6f'c = 216 \text{ kg/cm}^2$$

PRESFUERZO

## MOMENTO RESISTENTE



$$\text{SI } f_{SP} = f_{YP}$$

$$A_{SP} = 10(0.99) = 9.9 \text{ cm}^2$$

$$f_{YP} = 17500 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''_c = \left[ 1.05 - \frac{f^*_c}{1250} \right] f^*_c$$

$$f''_c = \left[ 1.05 - \frac{360}{1250} \right] 360 = 274.32 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''_c = \left[ 1.05 - \frac{200}{1250} \right] 200 = 178.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_p = 9.9 \times 17500 = 173250 \text{ kg}$$

$$T_p = Cc$$

$$Cc_1 = 6 \times 178 \times 100 = 106800 \text{ kg}$$

$$Cc_1 = (a-6) \times 178 \times 100 = 27432 \times (a-6)$$

$$173250 = 106800 + 27432 \times (a-6)$$

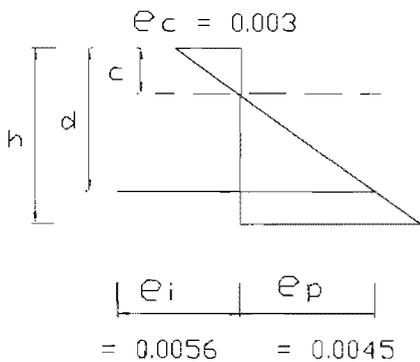
$$2.42 = a-6$$

$$a = 8.42$$

$$C = 10.53 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} MR &= 0.9 \times (173250 \times 15.87 + 106800 \times 7.53 \\ &\quad + 66495.17 \times 2.27) / 100000 \\ &= 37.05 > 18.85 \times 1.4 = 26.39 \text{ T-m} \end{aligned}$$

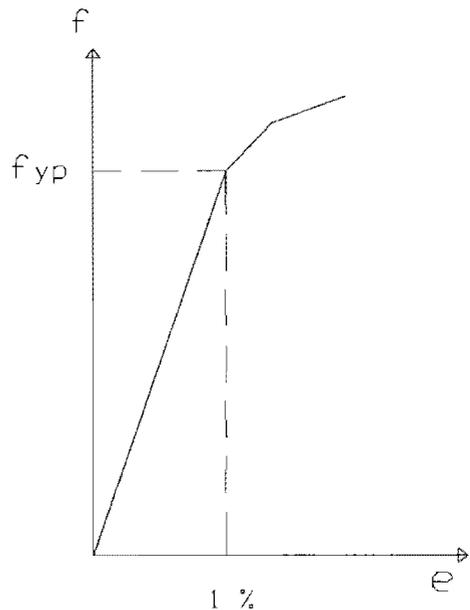
DUCTILIDAD



$$e_i + e_p = 0.0101$$

$$e_{sp} = 0.01$$

$$\therefore f_{sp} = f_{yp}$$



## SECCION AL CENTRO DEL CLARO

6 TORONES  $\varnothing$  1/2"

$$P = 6 \cdot 10533 = 63198 \text{ Kg} \quad \frac{P}{A} = 36 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = P/A - P_e/S = 36.0 - (63198) \cdot (8.0) / 9919.36 = 14.97 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = P/A + P_e/S_i = 36.0 + (63198) \cdot (8.0) / 9461.54 = 89.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$89.44 \text{ kg/cm}^2 < 0.6f'_{ci} = 216 \text{ kg/cm}^2$$

$$14.97 \text{ kg/cm}^2 < \sqrt{f'_{ci}} = 18.97 \text{ kg/cm}^2$$

## DEFLEXION SECCION SIMPLE

CARGAS PERMANENTES

$$w_d = 800 \text{ kg/m}$$

$$E_c = 14000 \sqrt{f'_{ci}} = 14000 \sqrt{450} = 296984.85 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 10.4 \text{ T - m}$$

$$\overline{f_t} = 2 \sqrt{450} = 42.43 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pi} = 159.69 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{ag} = S ( f_t + f_{pi} ) = 202.12 \times 9461.54$$

$$M_{ag} = 19.12 \text{ T - m} > M$$

$$\Delta_{c,p} = \frac{5}{384} \frac{wL^4}{E_c I_g} - \frac{P e L^2}{8 E_c I_g}$$

$$I_g = 123000 \text{ cm}^4$$

$$\Delta_{c p} = \frac{5 * 8 * 1020^4}{384 * 296984.85 * 123000} - \frac{105330 * 8 * 1020^2}{8 * 296984.85 * 123000}$$

$$\Delta_{c p} = 3.09 - 3.00 = 0.09 \text{ cm}$$

## DEFLEXION SECCION COMPUESTA

$$N = 7.07$$

$$A_{sp} = 9.9 \times 7.07 = 70 \text{ cm}^2$$

$$\frac{100 C^2}{2} = 70 \times (26.4 - C)$$

$$50 C^2 + 70 C - 1848 = 0$$

$$C1 = 5.42 < 6$$

CALCULO DE  $I_{ag}$

$$I_{ag} = 100 \times 5.42^2 / 12 + 70 \times (26.4 - 5.42)^2$$

$$I_{ag} = 32 138.06 \text{ cm}^4$$

MOMENTO DE AGRIETAMIENTO

$$f_r = 2 \times \sqrt{f_c} = 42.43 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{ag} = \frac{42.43 \times 208370.12}{14.29 \times 100000} = 6.19 \text{ T-m}$$

$$M = 8.45 > 6.19 \text{ T-m}$$

$$I_g = 296984.85 \text{ cm}^4$$

$$\Delta_{cs} = \frac{5 * 6.5 * 1020^4}{384 * 296984.85 * 208370.12} = 1.48 \text{ cm}$$

$$\Delta_j = 0.09 + 1.48 = 1.57 \text{ cm}$$

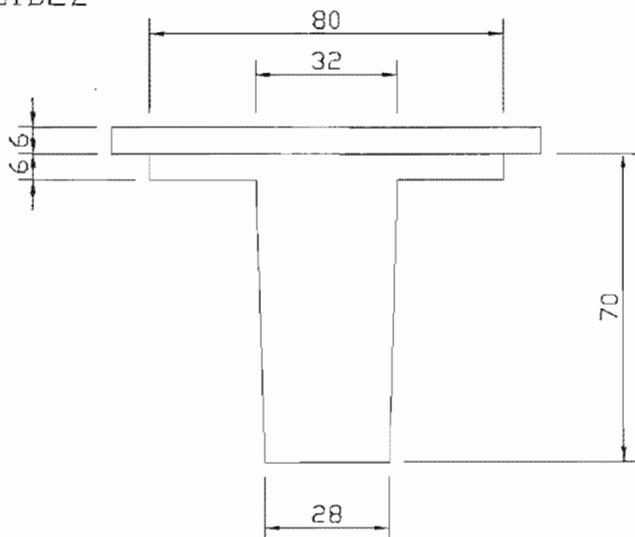
$$\Delta_{ep} = 1.57 \times 2 = 3.14 \text{ cm}$$

$$\Delta_T = 3.14 + 1.48 = 4.62 \text{ cm}$$

$$\Delta_P = \frac{1020}{240} + 0.5 = 4.75 \text{ cm}$$

ESTA TESIS NO HALLA  
DE LA BIBLIOTECA

## TRABE DE RIGIDEZ

SECCION SIMPLE  
PROPIEDADES GEOMETRICAS

$$\begin{array}{lll}
 A = 2350 \text{ cm}^2 & I = 1\,091\,620.7 \text{ cm}^4 & L = 13.20 \text{ m} \\
 \bar{Y}_s = 30.94 \text{ cm} & S_s = 35\,281.86 \text{ cm}^3 & \\
 \bar{Y}_i = 39.06 \text{ cm} & S_i = 27\,947.28 \text{ cm}^3 & 
 \end{array}$$

## CARGAS.

$$\begin{array}{l}
 P_o \text{ Po} = (0.2350) (2.4) = 0.564 \text{ T/m.} \\
 \text{FIRME} = 150 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{CM servicio} = 300 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{CV} = 350 \text{ kg/m}^2 \\
 \hline
 800 \text{ kg/m}^2
 \end{array}$$

$$\text{ANCHO TRIBUTARIO } \underline{0.8 \text{ m}}$$

$$w = 640 \text{ kg/m}^2$$

## ELEMENTOS MECANICOS

$$\text{PESO PROPIO} = M = \frac{w l^2}{8} = \frac{(0.564) (13.20)^2}{8} = 12.28 \text{ T-m}$$

$$\text{CARGA MUERTA} + \text{CARGA VIVA} = \frac{(0.64) (13.20)^2}{8} = 13.94 \text{ T-m}$$

ESFUERZO.

PESO PROPIO.

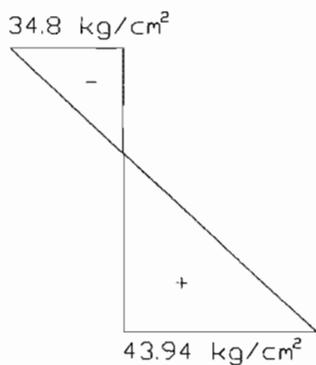
$$f_s = \frac{M}{S_s} = \frac{12.28 \times 10^5}{35 \ 281.86} = 34.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = \frac{M}{S_i} = \frac{12.28 \times 10^5}{27 \ 947.28} = 43.94 \text{ kg/cm}^2$$

CARGA MUERTA + CARGA VIVA

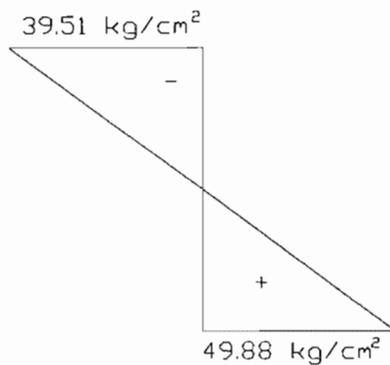
$$f_s = \frac{M}{S_s} = \frac{13.94 \times 10^5}{35 \ 281.86} = 39.51 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = \frac{M}{S_i} = \frac{13.94 \times 10^5}{27 \ 947.28} = 49.88 \text{ kg/cm}^2$$

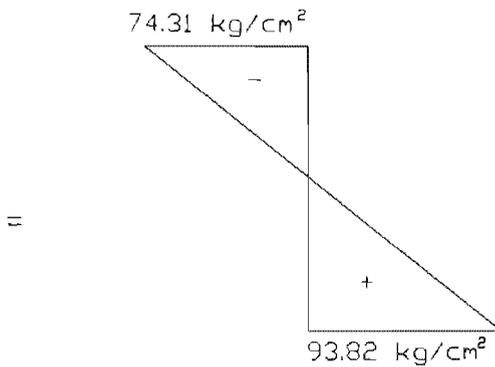


PESO PROPIO

+



CARGA MUERTA + CARGA VIVA



TOTAL DE CARGAS

MATERIALES.

ACERO DE PRESFUERZO

TORON  $\phi = 1/2"$

$f_{sr} = 19\ 000\ \text{kg/cm}^2$

PERDIDAS DE PRESFUERZO = 20%

PRESFUERZO INICIAL =  $(0.7) (19\ 000) = 13\ 300\ \text{kg}$

PRESFUERZO EFECTIVO =  $(0.8) (13\ 000) = 10\ 640\ \text{kg}$

CONCRETO

TRABE

$f'_c = 450\ \text{kg/cm}^2$

$f'_{ci} = (0.8) (450) = 360\ \text{kg/cm}^2$

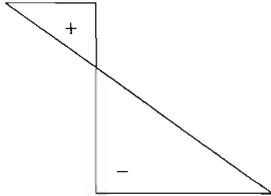
FIRME

$f'_c = 250\ \text{kg/cm}^2$

PARA LA SECCION LIMITE

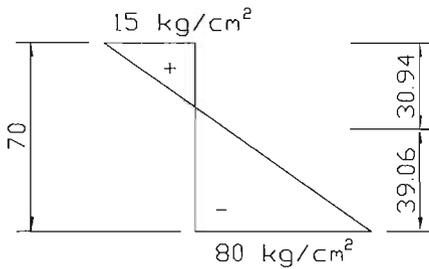
$$K = \frac{P_o}{P_e} = \frac{10\ 640}{13\ 300} = 0.8$$

$$K\sqrt{f'_{cp}} = (0.8)\sqrt{(360)} = 15.18 \text{ kg/cm}^2$$



$$K \cdot 0.6 \cdot f'_{ci} = (0.8) \cdot (0.6) \cdot (360) = 172.8 \text{ kg/cm}^2$$

CON EL SIGUIENTE DIAGRAMA DE PRESFUERZO.



$$\frac{80 + 15}{70} = \frac{\frac{P}{A} + 15}{39.06}$$

$$\frac{P}{A} = 38 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = (38) \cdot (2350) = 89\ 300 \text{ kg}$$

CON TORONES  $\phi$  1/2"

$$\# \text{ DE TORONES} = \frac{89\ 300}{(0.99) \cdot (10\ 640)} = 8.5 \text{ TORONES}$$

CON 8 TORONES.

$$P = 8 \times 10\,533.6 = 84\,268.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$e = \frac{S}{P} \left[ K f'_{ip} - \frac{P}{A} \right] =$$

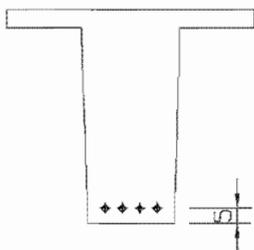
$$e = \frac{27\,947.28}{84\,268.8} \left[ 80 - 35.86 \right] =$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

CON 4 TORONES.

$$P = 4 \times 10\,533.6 = 42\,134.40 \text{ kg}$$

$$e = \frac{27\,947.28}{42\,134.40} \left[ 80 - 17.93 \right] = 41.17 \text{ cm.}$$



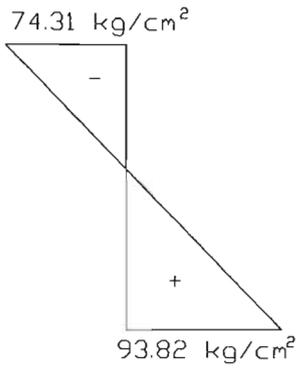
$$e' = 39.06 - 5 = 34.06 \text{ cm}$$

VERIFICACION DE ESFUERZOS

$$f_i = \frac{P}{A} - \frac{Pe}{S} = \frac{42\,134.4}{2350} + \frac{(42\,134.4)(34.06)}{27\,947.28} = 69.28 \text{ kg/cm}^2$$

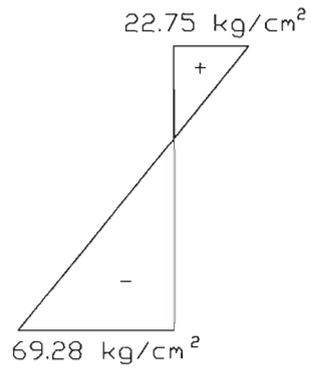
$$f_s = \frac{P}{A} + \frac{Pe}{S} = \frac{42\,134.4}{2350} - \frac{(42\,134.4)(34.06)}{35\,281.86} = 22.75 \text{ kg/cm}^2$$

## TRABE DE RIGIDEZ

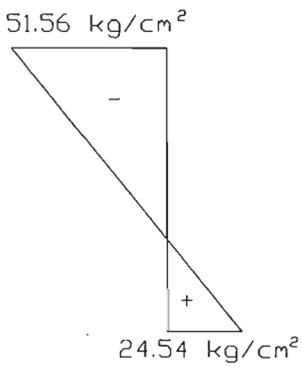


TOTAL DE CARGAS

+



PRESFUERZO

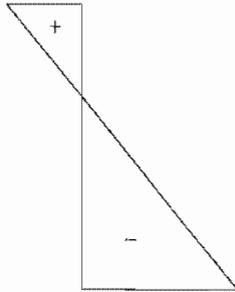


$$0.45 (450) = 202.5 > 51.56 \text{ } \circ \circ \text{ } \square \text{K}$$

$$1.6 \sqrt{450} = 33.94 > 24.54 \text{ } \circ \circ \text{ } \square \text{K}$$

## SECCION EN EL EXTREMO

$$\frac{22.75}{0.8} = 28.44 \text{ kg/cm}^2 < \sqrt{f'_c} = 21.21 \quad \text{ACERO DE REFUERZO}$$



$$\frac{69.28}{0.8} = 86.60 \text{ kg/cm}^2 < 0.6 f'_c = 216$$

## MOMENTO RESISTENTE

$$A_{sp} = (4) (0.99) = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$f_{yp} = 17\,500 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c^* = \left[ 1.05 - \frac{f_c^*}{1250} \right] f_c^* = \left[ 1.05 - \frac{360}{1250} \right] 360 = 274.32 \text{ kg/cm}^2$$

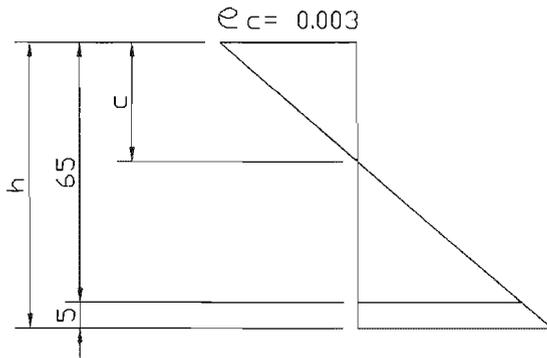
$$A_c = \frac{(3.96) (17\,500)}{274.32} = 252.62 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{252.62}{80} = 3.16 \text{ cm}$$

$$Z = d - a/2 = 65 - 1.58 = 63.42$$

$$M_R = F_R (T_{sp} Z) = (0.9) (5.94) (17\,500) (63.42) = 59.33 \text{ T-m}$$

## DUCTILIDAD



$$C = \frac{a}{0.8} = \frac{3.16}{0.8} = 3.95$$

$$\frac{0.003}{3.95} = \frac{e_{P_2} + 0.003}{65} \quad e_{P_2} = 0.0464$$

$$e_i = 0.0056$$

$$e_i + e_{P_2} = 0.0056 + 0.0464 = 0.052 > e_{yp} = 0.01 \quad \therefore \text{FLUYE}$$

## MOMENTO ULTIMO ACTUANTE

$$\text{MOMENTO DE PESO PROPIO} = 12.28 \text{ T-m}$$

$$\text{MOMENTO DE CARGA MUERTA + CARGA VIVA} = \frac{13.33}{25.61} \text{ T-m}$$

$$M_u = F_c M = (1.4) (25.61) = 35.85 \text{ T-m}$$

$$M_R = 59.33 \text{ T-m} > M_u = 35.85 \text{ T-m}$$

## DEFLEXION INSTANTANEA

CARGA MUERTA	300 kg/m <sup>2</sup>
CV MEDIA	$\frac{(0.8) (350) \text{ kg/m}}{580 \text{ kg/m}^2}$
ANCHO TRIBUTARIO	0.8 m
PoPo	464 kg/m
FIRME	564 kg/m
	$\frac{115.2 \text{ kg/m}}{1143.2 \text{ kg/m}}$

$$A_{cp} = \frac{5}{384} \frac{w l^4}{E_c I_g} - \frac{P}{8} \frac{e l^2}{E_c I_g}$$

$$P = 63\,201.6 \text{ kg} \quad e = 34.06$$

$$L = 13.20 \text{ m}$$

$$E_c = 14\,000 \sqrt{450} = 296\,984.85 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_g = 1\,091\,620.4 \text{ cm}^4$$

$$A_{cp} = \frac{5}{384} \frac{(11.43) (1320)^4}{(296\,984.85) (1\,091\,620.7)} - \frac{(42\,134.4) (34.06) (1320)^2}{(8) (296\,984.85) (1\,091\,620.7)}$$

$$A_{cp} = 1.40 - 0.96 = 0.44 \text{ cm}$$

$$A_{LP} = \left( \frac{2}{1+50(0.0035)} \right) A_{cp}$$

$$A_{LP} = \left( \frac{2}{1+50(0.0035)} \right) (0.44) = 0.75$$

$$AT = 0.75 + 0.44 = 1.19 \text{ cm}$$

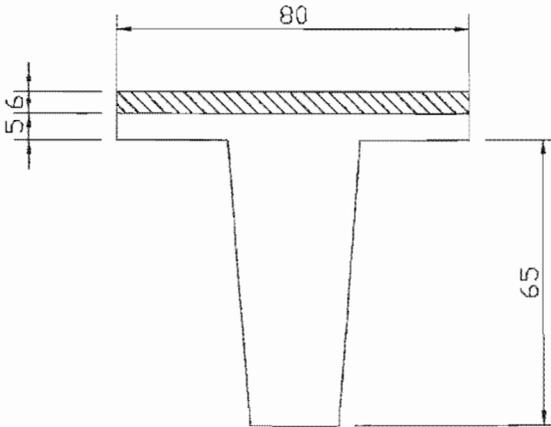
$$A_p = \frac{1320}{240} + 0.5 = 6 \text{ cm}$$

$$A_p > AT \quad \therefore \text{OK.}$$

MOMENTO POR SISMO Y



TRABE DE RIGIDEZ



$$M_u = (58.3) (1.1) = 64.13 \text{ T-m}$$

$$\frac{M_u}{\phi f'_c b' d^2} w (1 - 0.59w)$$

$$\frac{M_u}{\phi f'_c b' d^2} = \frac{64.13 \times 10^5}{(0.9) (450) (28) (71)^2} = 0.1122$$

$$0.1122 = w (1 - 0.59w)$$

$$0.59w^2 - w + 0.1122$$

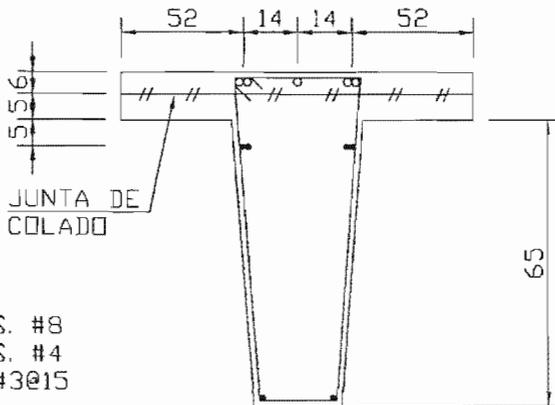
$$w_1 = 0.12$$

$$w_2 = 1.57$$

$$\rho = w \frac{f'_c}{f_c} = 0.92 \frac{450}{4200} = 0.0129$$

$$A_s = 0.0129 (28) (71) = 25.65 \text{ cm}^2$$

5 VARS. #8



- 5 VARS. #8
- 6 VARS. #4
- ESTR. #3@15

$$V_u = 72.69 \text{ Ton.}$$

PARA MIEMBROS PREESFORZADOS

$$V_{cr} = F_R k d (0.15 \sqrt{f_c^*}) + \frac{50 V d p}{M}$$

$$V_{cr} = (0.8) (28) (70) (0.15) \sqrt{360} + 50 \frac{72.69 (0.95) \times 10^5}{64.13 \times 10^3}$$

$$V_{cr} = 9\,846.63 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 9.85 \text{ Ton.}$$

SEPARACION DE ESTRIBOS

$$S = \frac{F_R A_n F_y d}{V_u - V_{cr}} \leq \frac{F_R A_n F_y}{3.5 k}$$

$$S = \frac{(0.8) (4.26) (4200) (70)}{(72.69 - 9.85) \times 10^3} = 15.94 \text{ cm} \leq \frac{(0.8) (4.26) (4200)}{(3.5) (28)}$$

$$= 15.94 \text{ cm} \leq 146.06 \text{ cm}$$

◦ ◦ OK.

ESTRIBOS #3@15

TRABE PORTANTE

1ra Etapa (Viga Simplemente Apoyada)

Calculo de esfuerzos bajo cargas de servicios.

CARGAS

Sección Simple.

FIRME = 150 kg/m<sup>2</sup>

SPANCRET = 330 kg/m<sup>2</sup>

CM.R. = 40 kg/m<sup>2</sup>

W = 520 kg/m<sup>2</sup>

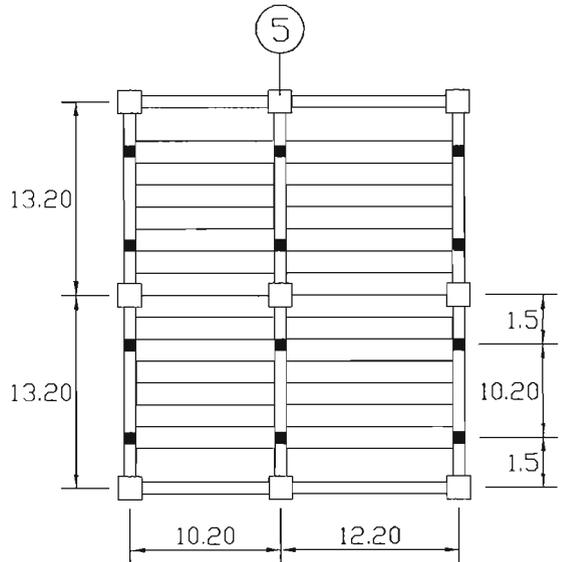
ANCHO TRIB =  $\frac{10.20 + 12.20}{2} = 11.20$  m

W = 5.82 t/m

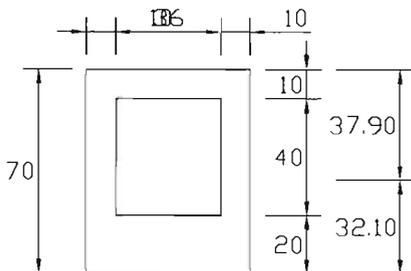
COLADO COMP. = 0.19 t/m

PoPo = 0.59 t/m

w = 6.60 t/m



PROPIEDADES



A = 2480 cm<sup>2</sup>

y<sub>s</sub> = 37.90 cm

y<sub>i</sub> = 32.10 cm

I = 1 351 763 cm<sup>4</sup>

S<sub>s</sub> = 35 666.57 cm<sup>3</sup>

S<sub>i</sub> = 42 111 cm<sup>3</sup>

Especificaciones de los materiales.

Concreto de Presfuerzo  $f'_c = 450 \text{ kg/cm}^2$

Concreto de firme  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$f'_{ci} = 0.8 \times f'_c = 0.8 \times 450 = 360 \text{ kg/cm}^2$

Acero de Presfuerzo  $f_{sr} = 19000 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzos.

$$M = \frac{6.60(10.20)^2}{8} = 85.83 \text{ t-m}$$

$$f_s = \frac{85.83 \times 10^5}{35666.57} = 240.65 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = \frac{85.83 \times 10^5}{42111} = 203.82 \text{ kg/cm}^2$$

2a Etapa (Viga Continua)

CARGAS:

$$CM = 300 \text{ kg/m}^2$$

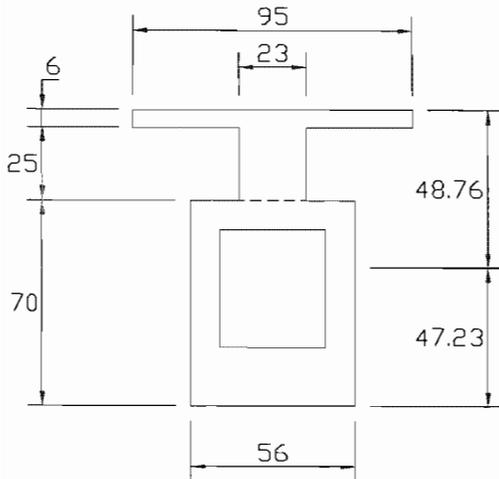
$$CY = 350$$

$$w = 650 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{ANCHO TRIB} = \underline{11.20 \text{ m}}$$

$$w = 7.28 \text{ t/m}$$

## PROPIEDADES



Ancho efectivo.

$$b' = b + 16t$$

$$b' = 32 + 16 \times 6 = 128 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_c1}{E_c2} = \sqrt{\frac{250}{450}} = 0.745$$

$$b_1 = 128 \times 0.745 = 95.36 \text{ cm} \approx 95 \text{ cm}$$

$$b_2 = 32 \times 0.745 = 23.84 \text{ cm} \approx 23 \text{ cm}$$

$$A = 2625 \text{ cm}^2 \quad I = 4\,098\,199 \text{ cm}^4$$

$$y_s = 50.55 \text{ cm}^2 \quad S_s = 81\,079.38 \text{ cm}^3$$

$$y_i = 50.45 \text{ cm}^2 \quad S_i = 81\,225.67 \text{ cm}^3$$

Esfuerzos.

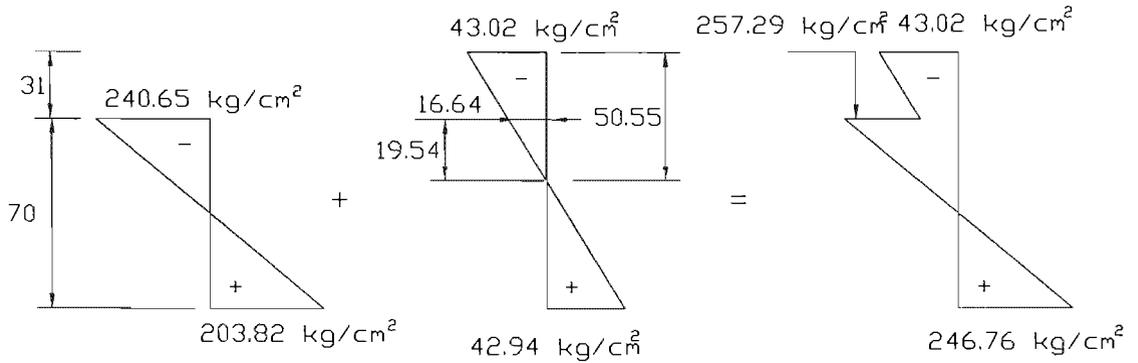
Del Analisis Estructural tenemos el momento

$$M = 34.88 \text{ t-m}$$

$$f_s = \frac{34.88 \times 10^5}{81079.38} = 43.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = \frac{34.88 \times 10^5}{81225.67} = 42.94 \text{ kg/cm}^2$$

## Diagrama de Esfuerzos

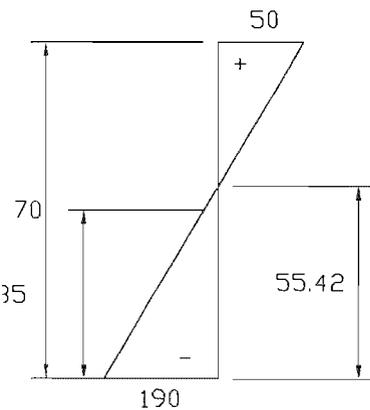


Calculo del resfuerzo.

$$f_{sp} = 3.2 \sqrt{f'_c} = 67.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ip} = 0.45 f'_c = 202.5 \text{ kg/cm}^2$$

Proponiendo el siguiente diagrama de esfuerzo de presfuerzo:



Esfuerzo de Presfuerzo en el centroide

$$\frac{P}{A} = \frac{190}{55.42}$$

$$P/A = 79.95 \text{ kg/cm}^2$$

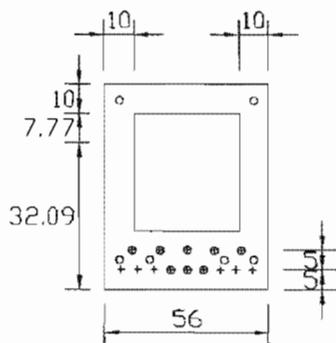
$$P = 198276 \text{ kg}$$

$$190 = 79.95 + \frac{198276}{42111} e$$

$$e = 23.37 \text{ cm}$$

$$N^{\circ}T = \frac{198276}{13000} = 15.25 \rightarrow 16 \text{ T} \varnothing 9/16''$$

EXTREMO



6 T  $\phi$  9/16"

$P = 6 \times 16\,359 = 98\,154 \text{ kg}$

$e' = 5$

$e = 27.10$

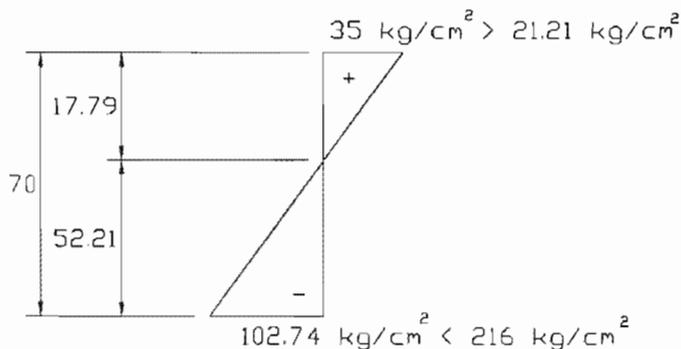
Esfuerzos permisibles:

$f_{ip} = 0.6f'_{ci} = 216 \text{ kg/cm}^2$  (Compresión)

$f_{sp} = \sqrt{f'_{ci}} = 18.97 \text{ kg/cm}^2$  (Tensión)

$f_s = 39.58 - 74.58 = 35 \text{ kg/cm}^2$

$f_c = 39.58 + 63.17 = 102.74 \text{ kg/cm}^2$



$T = (560 + 155.80) \frac{35}{2}$

$T = 12\,526.5 \text{ kg}$

$f_s = \frac{12\,526.5}{10.14} = 1235.36 \text{ kg/cm}^2$

2 VARILLAS DE  $\phi$  1"

## DEFLEXION

SECCION SIMPLE

$$W = 6.60 \text{ t.m.}$$

$$\Delta i = \frac{5wl^4}{384 EI}$$

$$E = 14000 \sqrt{450} = 296\,984.85 \text{ kg/cm}$$

$$M = \frac{6.60(10.2)^2}{8} = 85.83 \text{ t-m}$$

$$\bar{f}_t = 2 \sqrt{450} = 42.43 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pi} = 63.99 \text{ kg/cm}^2$$

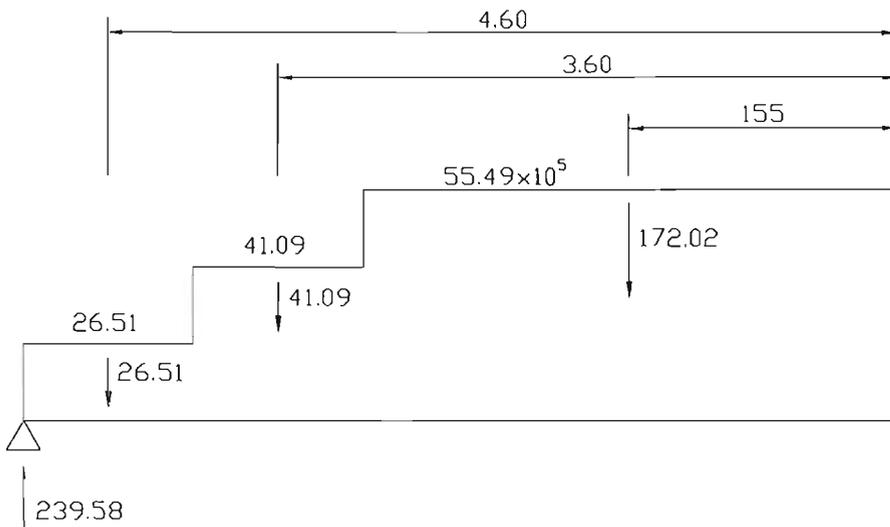
$$\begin{aligned} \text{Mag} &= S(f_t + f_{pi}) = 206.95 \times 42111 \\ &= 8714873.52 \text{ kg-cm} = 87.15 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$\text{Mag} > M$$

$$I_c = 1\,351\,763 \text{ cm}^4$$

$$\Delta w = \frac{5 \times 6.6 \times 1020^4}{384 \times 296\,984 \times 1\,351\,763} = 2.32 \text{ cm}$$

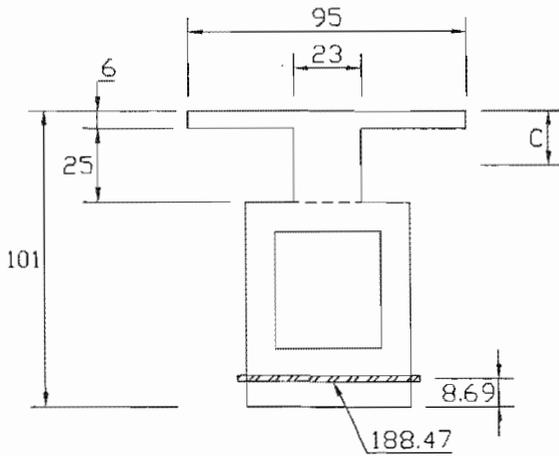
Calculo de la contraflecha de presfuerzo (Viga Conjugada)



$$\Delta p = \frac{685.35 \times 10^9}{296\,984 \times 1\,351\,763} = 1.70 \text{ cm} \uparrow$$

$$\Delta w - \Delta p = 2.32 - 1.70 = 0.61 \text{ cm} \downarrow$$

## SECCION COMPUESTA DEFLEXIÓN



$$n_{As} = 68.28$$

$$n_{Asp} = \frac{120.19}{188.47}$$

$$e' = 8.69$$

Calculo de C.

$$\frac{95}{2} C^2 = 188.47 ( 92.31 - C )$$

$$47.5 C^2 = 17\,397.66 - 188.47C$$

$$C^2 = 366.26 - 3.96C$$

$$C^2 + 3.96C - 366.26 = 0$$

$$C = \frac{-3.96 \pm \sqrt{3.96^2 + 4(366.26)}}{2} = 17.26 > 6$$

$$95 \times 6 ( C - 3 ) + \frac{23 ( C - 6 )^2}{2} = 188.47 ( 92.31 - C )$$

$$570 C - 1710 + 11.50 [ C^2 - 12C + 36 ] = 17\,397.66 - 188.47 C$$

$$11.50 C^2 + 570 C - 138C + 188.47C - 1710 + 414 - 17\,397.66 = 0$$

$$11.50 C^2 + 680.47C - 18\,693.66 = 0$$

$$C^2 + 53.95C - 1\,625.53 = 0$$

$$C = \frac{-53.95 \pm \sqrt{53.95^2 + 4(1625.53)}}{2} = 21.53 < 31$$

Calculo de  $I_e$

$$I_{ag} = \frac{95 \times 6^3}{12} + (95 \times 6)(21.53 - 3)^2 + \frac{23(21.53 - 6)^3}{12} \\ + 23(21.53 - 6)(7.77)^2 + (188.4)(70.78)^2 = 1170367.85 \text{ cm}^4$$

$$I_g = 4098199 \text{ cm}^4$$

$$I_e = (M_{ag}/M_{max})^3 I_g + (1 - (M_{ag}/M_{max})^3) I_{ag} \leq I_g$$

$$M_{ag} = f_r I_g / y_t$$

$$f_r = 2\sqrt{f_c} = 42.43$$

$$M_{ag} = \frac{42.43 \times 4098199}{50.55}$$

$$y_t = 50.55 \text{ cm}$$

$$M_{ag} = 34.40 \text{ t-m}$$

$$I_e = (34.40/33.42)^3 (4098199) + (1 - (34.40/33.42)^3) (1170367.85) \leq 4098199$$

$$I_e = 2333244.62 \leq 4098199$$

Del análisis

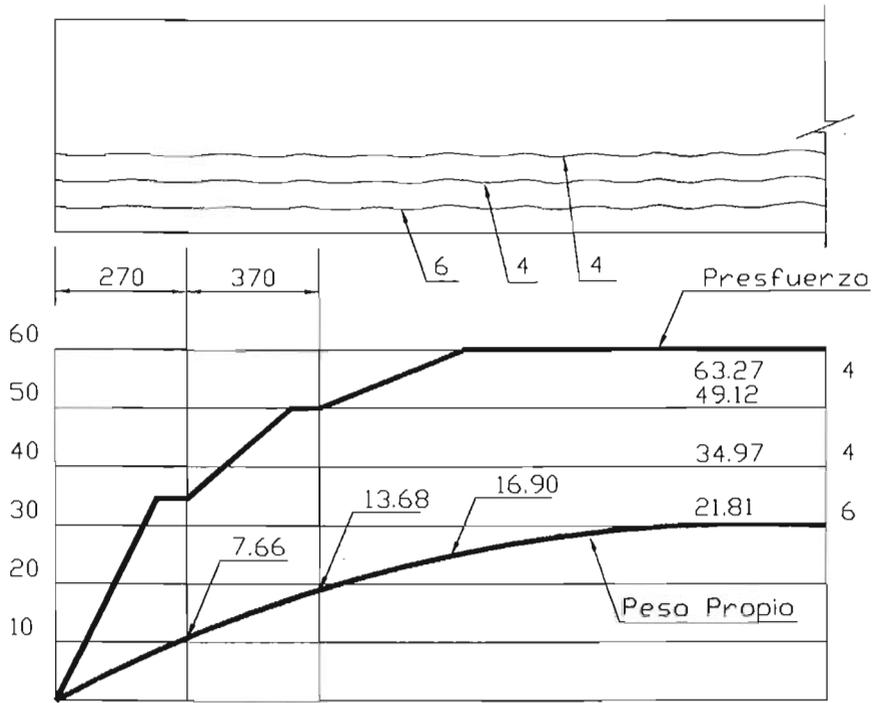
$$\Delta = 1.76 \quad I = 481\,527 \text{ cm}^4$$

$$\Delta_{sc} = 1.76 \frac{481\,527}{2333244.62} = 0.36 \text{ cm}$$

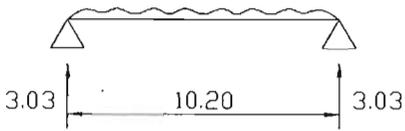
$$\Delta_i = 0.61 + 0.36 = 0.97 \text{ cm} \downarrow$$

$$\Delta_{ep} = 2 \times 0.97 = 2.91$$

$$\Delta_T = 0.97 + 1.94 = 2.91 \text{ cm} \quad \Delta_{PER} = \frac{1320}{240} + 0.5 = 6 \text{ cm}$$



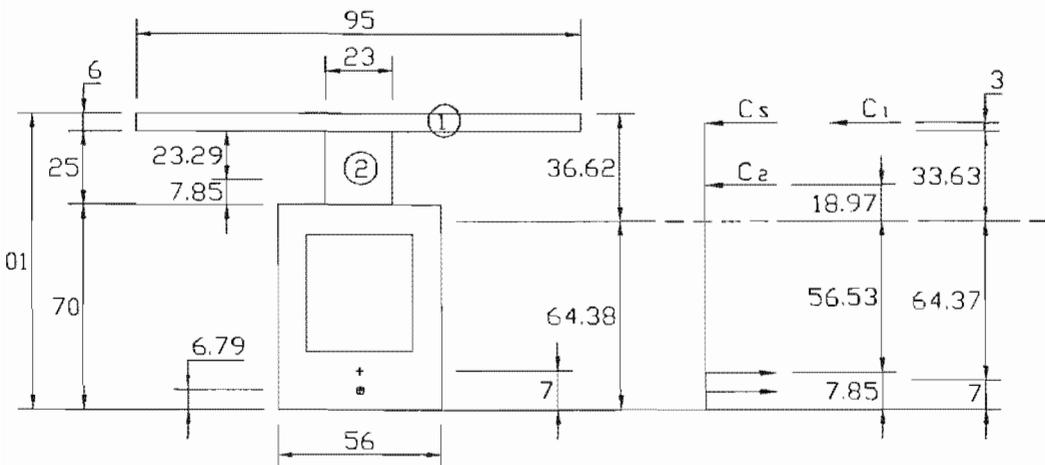
w PoPo= 0.59 t/m



$$M(x) = 3.01 \times \frac{.059 x^2}{2}$$

MOMENTO t-m	f <sub>s</sub> kg/cm <sup>2</sup>	f <sub>i</sub> kg/cm <sup>2</sup>
M (1.0) = 2.73	7.66	6.49
M (1.5) = 3.88	10.88	9.21
M (2.0) = 4.88	13.68	11.58
M (2.5) = 5.73	16.07	13.60
M (5.10) = 7.78	21.81	18.47
M (2.70) = 6.03	16.90	14.32

Calculo de la resistencia a flexión  
despues de deformaciones.



$$T_p = 14 \times 1.23 \times 16 \times 200 = 278\,964 \text{ kg}$$

$$T_s = 20.28 \times 4200 = \frac{85\,176}{364\,140} \text{ kg}$$

$$T = 364\,140 \text{ kg}$$

$$C_s = 15.84 \times 4200 = 66\,528 \text{ kg}$$

$$C_{c1} = 152 \times 6 \times 170 = 155\,040 \text{ kg}$$

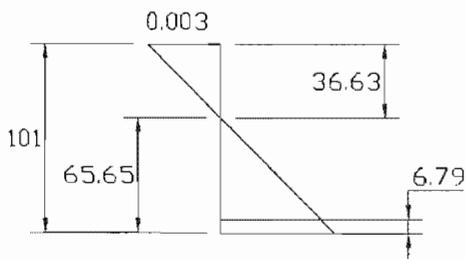
$$C_{c2} = 23 \times 25 \times 170 = 142\,572 \text{ kg}$$

$$a = \frac{142\,572}{170 \times 23} = 23.30$$

$$a = 29.30 \text{ cm}$$

$$C = 36.63 \text{ cm}$$

$$M_R = 0.9 \left[ 155\,040 \times 33.63 + 66\,528 \times 33.63 + \right. \\ \left. + 142\,572 \times 18.98 + 278\,964 \times 57.58 \right. \\ \left. + 85\,176 \times 57.37 \right] = 279.96 \text{ t-m}$$



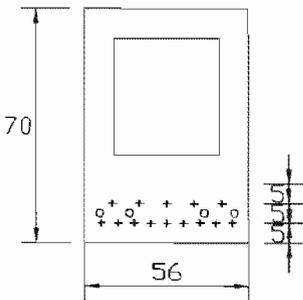
$$M_{ss} = 85.83 \text{ t-m}$$

$$m_{sc} = \frac{35.00}{36.63} \text{ t-m}$$

$$M_u = 120.83 \text{ t-m} < M_R = 279.96 \text{ t-m}$$

$$esp = 0.0048 + 0.0056 = 0.0104$$

CON 14T Ø 9/16



$$e' = \frac{45+50}{14} = 6.79$$

$$e = 25.31$$

$$P = 14 \times 16 \times 359 = 229026 \text{ kg}$$

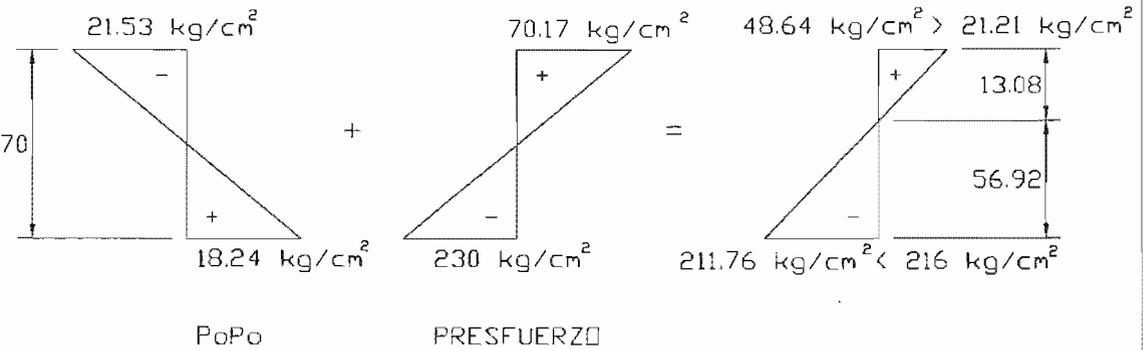
$$f_i = 92.35 + 137.65 = 230 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 92.35 - 162.52 = 70.17 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_x = 7.68 \text{ t-m}$$

$$f_{sa} = 21.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ia} = 18.24 \text{ kg/cm}^2$$



$$T = \frac{48.64}{2} \times (61.6 + 560) = 14874.11 \text{ kg}$$

$$2 \text{ VARILLAS DE } \phi 1'' \quad f_s = \frac{14874.11}{10.14} = 1466.87 \text{ kg}$$

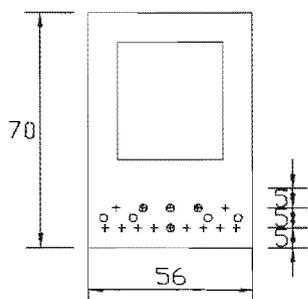
Calculo de Esfuerzos en la transferencia.

PoPo S.S.  $w=0.59 \text{ t/m}$

$$M_x = 3.01X - \frac{0.59X^2}{2}$$

SEC. A 2.0 m

CÓN 10T  $\phi$  9/16



$$e' = \frac{40+20}{10} = 6 \text{ cm}$$

$$e = 26.10 \text{ cm}$$

$$P = 10 \times 16\,359 = 163\,590 \text{ kg}$$

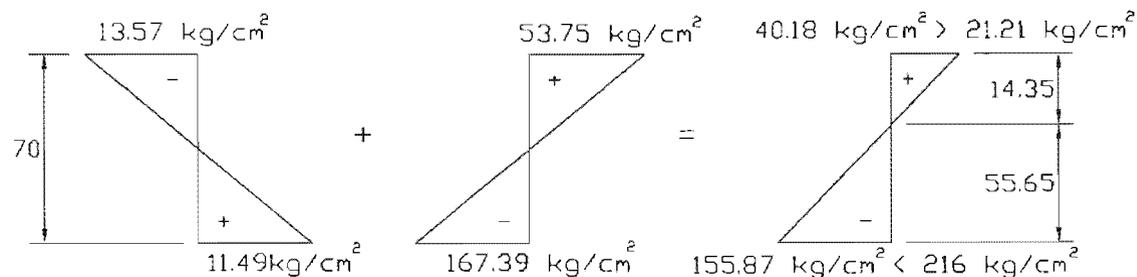
$$f_s = 65.96 - 119.71 = 53.75 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = 65.96 + 101.39 = 167.36 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_x = 4.84 \text{ t-m}$$

$$f_{sa} = 13.57 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ia} = 11.49 \text{ kg/cm}^2$$



PoPo

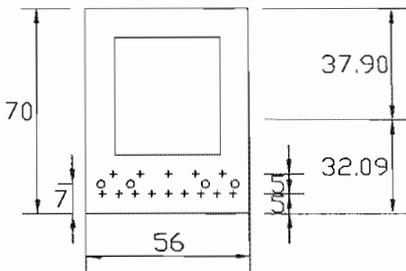
PRESFUERZO

$$T = \frac{40.18}{2} \times (87 + 560) = 12998.23 \text{ kg}$$

2 VARILLAS DE  $\phi$  1"

$$f_s = \frac{12998.23}{10.14} = 1281.88 \text{ kg}$$

## CENTRO DEL CLARO



$$e' = \frac{45+50}{14} = 6.79$$

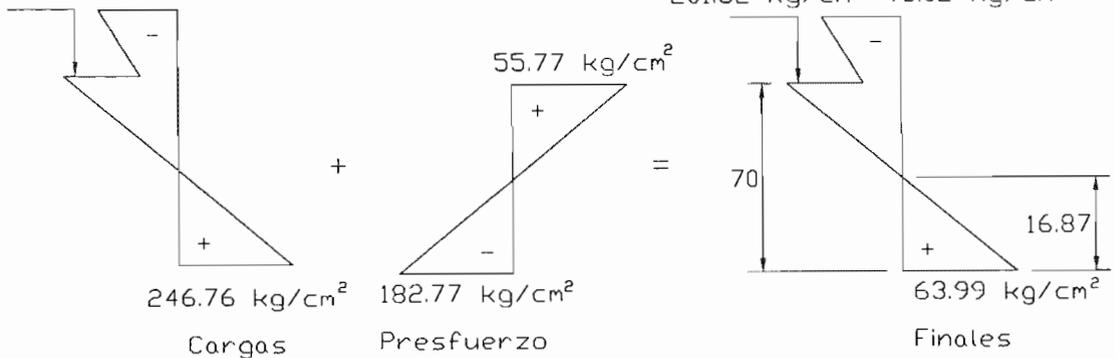
$$e = 25.31$$

$$\text{CDN } 14 \text{ T } \varnothing 9/16'' \quad P = 182\,000 \text{ kg}$$

$$f_s = 73.39 - 129.15 = 55.77 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 73.39 + 109.39 = 50.27 \text{ kg/cm}^2$$

$$57.29 \text{ kg/cm}^2 \quad 43.02 \text{ kg/cm}^2$$



$$201.52 \text{ kg/cm}^2 < 0.45f'_c = 202.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$1.6\sqrt{f'_c} = 33.94 \text{ kg/cm}^2 < 63.99 \text{ kg/cm}^2 < 67.88 = 3.2\sqrt{f'_c}$$

Se requiere acero de refuerzo.

Se prueba con 4 vars. # 8

$$T = \frac{56 \times 16.87 \times 63.99}{2} = 30226.32 \text{ kg}$$

$$f_s = \frac{30\,226.32}{20.28} = 1490.45 \text{ kg/cm}^2$$

$$V = \frac{41.31}{1.4} = 29.50 \text{ Ton}$$

$$q = \frac{29.50 \times 10^3 \times 45\,532}{4\,098\,199} = 327 \text{ kg/cm}$$

PARA 150 cm.  $F = 327 \times 150 = 49.17 \text{ Ton.}$   
 $F_u = 68.84 \text{ Ton.}$

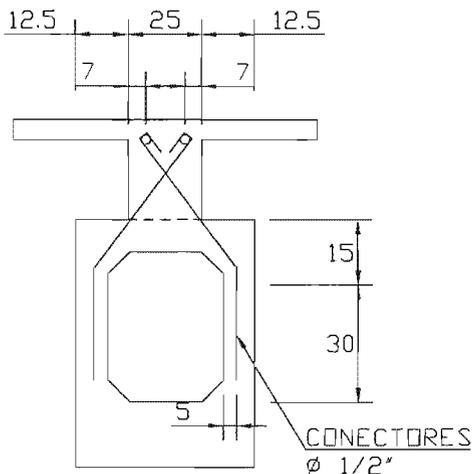
$$V = 0.8 \times 2.54 \times 4200 \times 8 = 68.27 \text{ Ton} \rightarrow @18$$

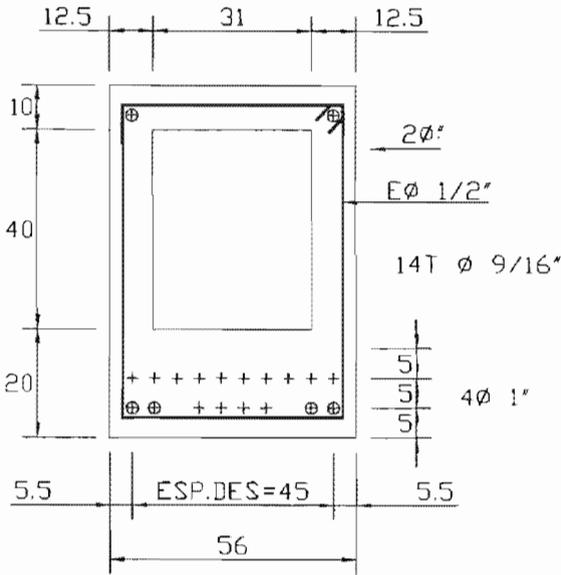
$$V = \frac{26.02}{1.4} = 18.58 \text{ Ton}$$

$$q = \frac{18.58 \times 10^3 \times 45\,532}{4\,098\,199} = 206.49 \text{ kg/cm}$$

PARA 2.5 m.  $F = 206.49 \times 250 = 51.62 \text{ Ton.}$   
 $F_u = 72.27 \text{ Ton.}$

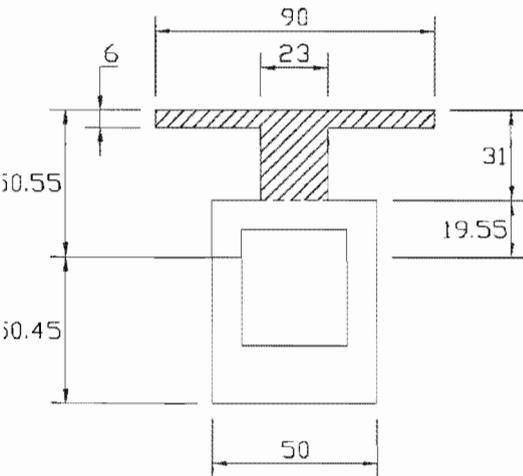
$$V_{CR} = 0.8 \times 2.54 \times 4200 \times 10 = 85.34 \text{ Ton.} \quad @25$$





CONECTORES       $V = \frac{46.20}{1.4} = 33.0 \text{ Ton.}$

$u = \frac{V \cdot Q}{I_b}$        $q = \frac{V \cdot Q}{I}$



$Q1 = 570 \times 47.55 = 27\ 103$   
 $Q2 = 575 \times 32.05 = 18\ 428$   
 $Q = 45\ 532$

$I = 4\ 098\ 199$

$q = \frac{33 \times 10 \times 45\ 532}{4\ 098\ 199} = 366.66 \text{ kg/cm}$

$u = 15.94 \text{ kg/cm}^2$

PARA 1 m.       $F = 36.66 \text{ Ton. Fu} = 56.33$

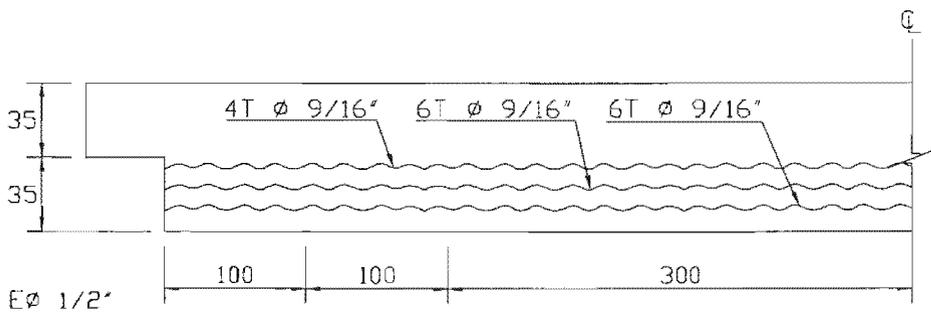
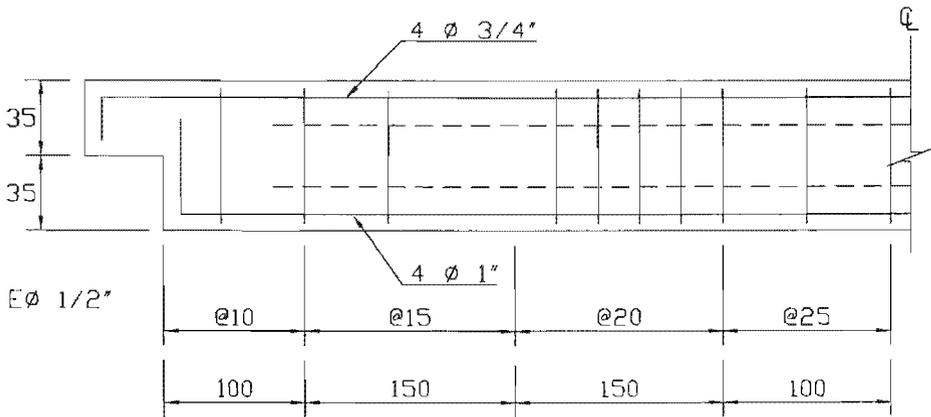
$V_R = F_R u A_s f_y = 0.8 \times 1.0 \times 2.54 \times 4200 \times 8 = 68.27$

@12

$$V_{CR} = 0.8 \times 20^2 \times 93 \left( 0.15 \sqrt{360} + 50 \frac{49.12 \times 0.93}{100.20} \right) = \text{Ton.}$$

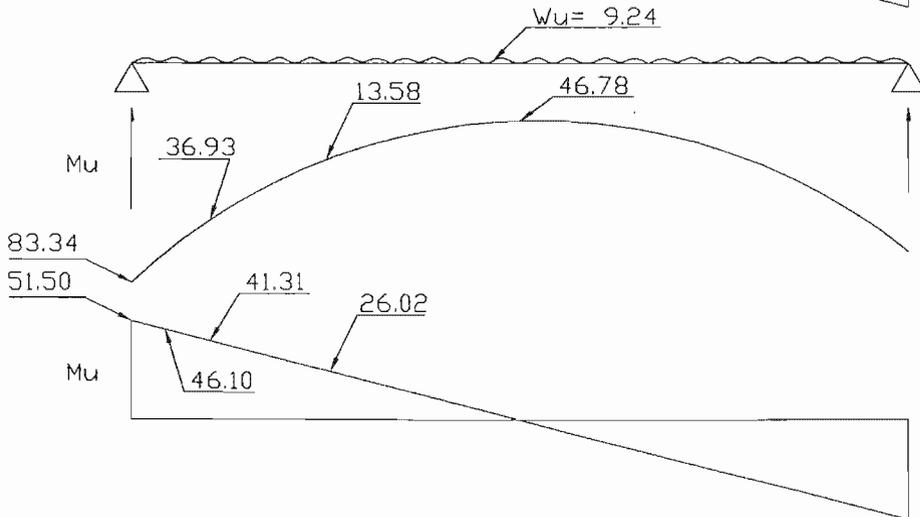
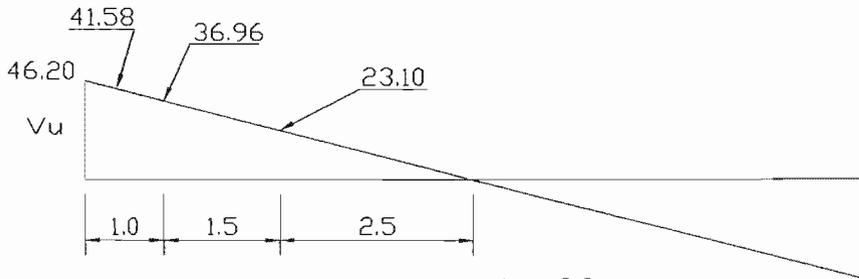
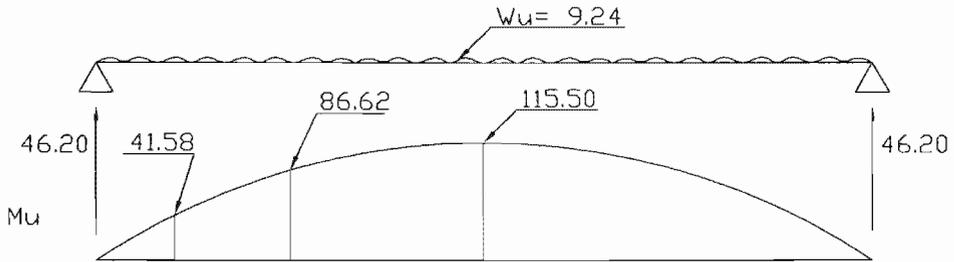
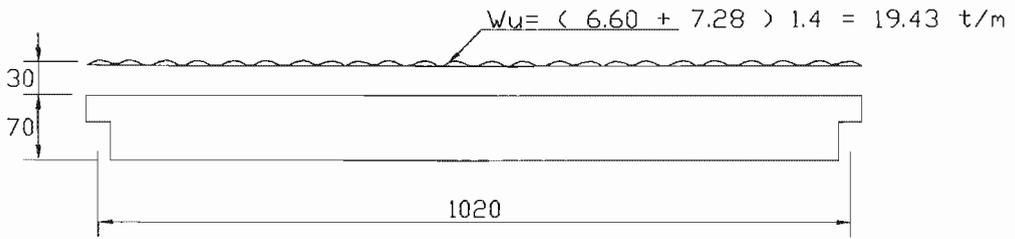
$$V_{CR} = 1.3 \times 0.8 \sqrt{360} \times 20 \times 93 = 36.70 \text{ Ton.}$$

$$S = \frac{0.8 \times 2.54 \times 4200 \times 93}{(49.12 - 36.70) \times 10^3} = 63.9 \text{ cm.} \rightarrow @15$$





# SECCION COMPUESTA



SECCION A 100

$$V_u = 46.20 - 9.24 = 36.96$$

$$V_{CR} = 0.5 \times 0.8 \sqrt{360} \times 20 \times 60 = 9.10$$

$$S = \frac{0.8 \times 2.54 \times 4200 \times 60}{(36.96 - 9.10) 10^3} = 18.37 \quad @15$$

$$\text{SEC. A 2.5 m} \quad V_u = 46.20 + 2.50 (9.24) = 23.10 \text{ Ton.}$$

$$M_u = \frac{46.20 \times 2.50 - 9.24 (2.50)^2}{2} = 86.62$$

$$V_{CR} = F_R b d \left( 0.15 \sqrt{f'_c} + 50 \frac{V d p}{M} \right)$$

$$= 0.8 \times 20 \times 60 \left( 0.15 \sqrt{360} + 50 \frac{23210 \times 0.60}{86.62} \right) = 10.41$$

$$V_{CR} = 1.3 F_R \sqrt{f'_c} b d = 1.3 \times 0.8 \sqrt{360} \times 20 \times 60 = 23.67$$

$$S = \frac{0.8 \times 2.54 \times 4200 \times 60}{(23.10 - 10.41) 10^3} = 40.35 \quad \rightarrow @25$$

## CORTANTE

SECCION SIMPLE  $w = 6.60 \text{ t/m}$   $l = 10.20 \text{ m}$

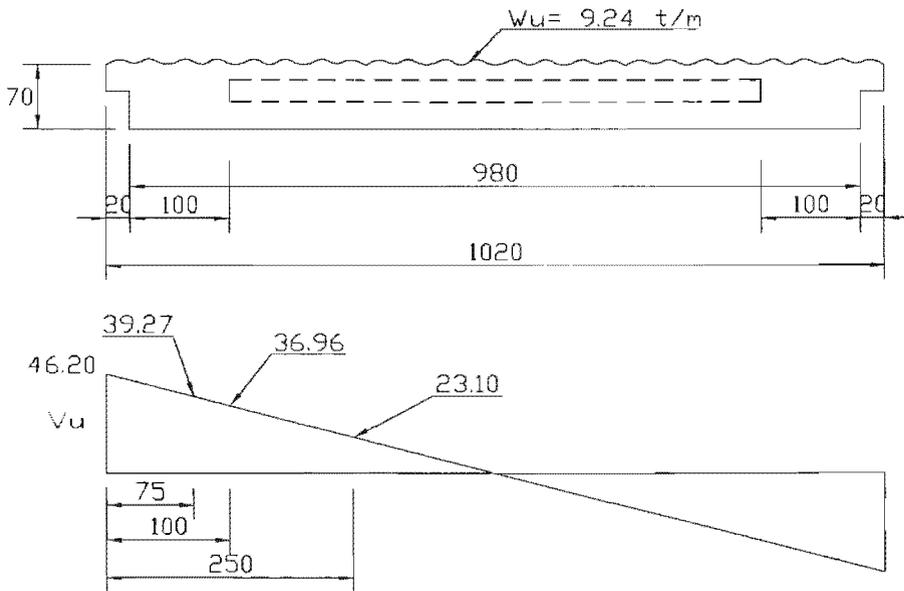
CLARO DE CALCULO  $l = 10 \text{ m.}$

SECCION COMPUESTA.  $w = 7.28 \text{ T/m}$   $l = 10.20$

CLARO DE CALCULO  $l = 10 \text{ m.}$

SISMO  $V = 5 \text{ Ton.}$

SECCION SIMPLE  $V = 6.60 \times 5 = 33 \text{ Ton.}$   $V_u = 46.20$



ZONA DE TRANSFERENCIA ( ZONA MACIZA )

SEC. CRITICA  $d = 65$   $V_u = 46.20 - 9.24 ( 0.75 ) = 39.27$

$$1.5 F_R \sqrt{f'c} \quad bd = 1.5 \times 0.8 \sqrt{360} \times 56 \times 65 = 82.87 \text{ Ton.}$$

$$P = \frac{20.28}{56 \times 65} = 0.0056 \quad V_{CR} = 5.57 \times 56 \times 65 = 20.28 \text{ Ton.}$$

$$S = \frac{0.8 \times 2.54 \times 4200 \times 65}{( 39.27 - 20.28 )} \quad S = \frac{0.8 \times 2.54 \times 4200}{3.5 \times 56} = 43$$

@25

## 2. ACERO DE REFUERZO.

El uso del acero de refuerzo ordinario es común en elementos de concreto preesforzado. Este acero es muy útil para

- Aumentar ductilidad
- Aumentar resistencia
- Resistir esfuerzos de tensión y compresión
- Resistir cortante
- Resistir torsión
- Restringir agrietamiento
- Reducir deformaciones a largo plazo
- Confinar el concreto

El acero de refuerzo suplementario convencional (varillas de acero) se usa comúnmente en la región de altos esfuerzos locales de compresión en los anclajes de vigas postensadas. Tanto para miembros postensados como pretensados es usual proveerlos de varillas de acero longitudinal para controlar las grietas de contracción y temperatura. Finalmente, a menudo es conveniente incrementar la resistencia a la flexión de vigas presforzadas empleando varillas de refuerzo longitudinales suplementarias.

Las varillas se pueden conseguir en diámetros nominales que van desde 3/8 pulg. Hasta 1 1/2 pulg., con incrementos de 1/8 de pulg.

### 2.1. Grados de acero.

Acero de refuerzo de grados de 40 y 60 ksi (2800 y 4200 kg/cm<sup>2</sup>) son usados en la construcción de traveses (Gráfica 1).

Aún cuando el refuerzo de grado 60 tiene mayor rendimiento y resistencia última que el de grado 40, el módulo de elasticidad del acero es el mismo y al aumentar los esfuerzos de trabajo también aumenta el número total de grietas en el concreto. A fin de superar este problema, los puentes generalmente tienen separaciones menores entre barras. El refuerzo de grado 60 no es tan dúctil como el de grado 40 y es más difícil de doblar.

## 2.2. Acero de preesfuerzo.

Existen tres formas comunes en las cuales se emplea el acero como tendones en concreto preesforzado: alambres redondos estirados en frío, torón y varillas de acero de aleación. Los alambres y los cables trenzados tienen una resistencia a la tensión de más o menos 17600 kg/cm<sup>2</sup>, en tanto que la resistencia de las varillas de aleación está entre los 10,200 y 11250 kg/cm<sup>2</sup> dependiendo del grado. En México casi no se usan las varillas de acero para el preesfuerzo.

## 2.3. Alambres redondos.

Los alambres individuales se fabrican laminando en caliente lingotes de acero hasta obtener varillas redondas. Después del enfriamiento, las varillas se pasan a través de troqueles para reducir su diámetro hasta su tamaño requerido. En el proceso de esta operación de estirado, se ejecuta trabajo en frío sobre el acero, lo cual modifica notablemente sus propiedades mecánicas e incrementa su resistencia. A los alambres se les libera de esfuerzo después de estirado en frío mediante un tratamiento continuo de calentamiento hasta obtener las propiedades mecánicas prescritas. Los alambres se consiguen en cuatro diámetros tal como se muestra en la tabla 2.1 y en dos tipos.

Tabla 2.1. Propiedades de Alambres Sin Revestimiento Revelados de Esfuerzo

Diámetro nominal		Mínima resistencia de Tensión				Mínimo esfzo. Para una elongación de 1%			
		Tipo BA		Tipo WA		Tipo BA		Tipo WA	
Pulg.	mm.	Lb/pulg <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Lb/pulg <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Lb/pulg <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Lb/pulg <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>
0.192	4.88	240,000	16,880	250,000	17,590	192,000	13,510	200,000	14,070
0.196	4.98	240,000	16,880	250,000	17,590	192,000	13,510	200,000	14,070
0.250	6.35	240,000	16,880	240,000	16,880	192,000	13,510	192,000	14,070
0.276	7.01	240,000	16,880	235,000	16,880	192,000	13,510	182,000	14,070

También se puede conseguir alambres de bajo relajamiento, a veces conocidos como estabilizados. Se emplean cuando se quiere reducir al máximo la pérdida de preesfuerzo.

Los tendones están compuestos normalmente por grupos de alambres, dependiendo el número de alambres de cada grupo del sistema particular usado y de la magnitud de la fuerza pretensora requerida. Los tendones para prefabricados postensados típicos pueden consistir de 8 a 52 alambres individuales. Se pueden emplear tendones múltiples, cada uno de ellos compuesto de grupos de alambres para cumplir con los requisitos.

## 2.4. Torones.

El torón se usa casi siempre en miembros pretensados, y a menudo se usa también en construcción postensada. El torón es fabricado con siete alambres, 6 firmemente torcidos alrededor de un séptimo de diámetro ligeramente mayor. El paso de la espiral de torcido es de 12 a 16 veces el diámetro nominal del cable, teniendo una resistencia a la ruptura garantizada de 17 590 kg/cm<sup>2</sup> conocido como grado 250K. Se ha estado produciendo un acero más resistente conocido como grado 270K, con una resistencia mínima a la ruptura de 270,000 lb/pulg<sup>2</sup> (18,990 kg/cm<sup>2</sup>). (Tabla 2.2).

Para los torones se usa el mismo tipo de alambres relevados de esfuerzo y estirados en frío que los que se usan para los alambres individuales de preesfuerzo. Sin embargo, las propiedades mecánicas se evidencian ligeramente diferentes debido a la tendencia de los alambres torcidos a enderezarse cuando se les sujeta a tensión, debido a que el eje de los alambres no coincide con la dirección de la tensión. Al torón se le releva de esfuerzos mediante tratamiento térmico después del trenzado. Los torones de bajo relajamiento se pueden conseguir mediante pedido especial.

Los torones pueden obtenerse entre un rango de tamaños que va desde 0.25 pulgadas hasta 0.6 pulgadas de diámetro.

Tabla 2.2. Propiedades del torón de 7 alambres sin revestimiento

Diámetro Nominal		Resistencia a la ruptura		Área Nominal del Torón		Carga mínima para una elongación de 1%	
pulg	mm	Lb	kN	pulg <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	Lb	kN
<b>GRADO 250</b>							
0.250	6.35	9,000	40.0	0.036	23.22	7,650	34.0
0.313	7.94	14,500	64.5	0.058	37.42	12,300	54.7
0.375	9.53	20,000	89.0	0.080	51.61	17,000	75.6
0.438	11.11	27,000	120.1	0.108	69.68	23,000	102.3
0.500	12.70	36,000	160.1	0.144	92.90	30,600	136.2
0.600	15.24	54,000	240.2	0.216	139.35	45,900	204.2
<b>GRADO 270</b>							
0.375	9.53	23,000	102.3	0.085	54.84	19,550	87.0
0.438	11.11	31,000	137.9	0.115	74.19	26,550	117.2
0.500	12.7	41,300	183.7	0.153	98.71	35,100	156.1
0.600	15.24	58,600	260.7	0.217	140.00	49,800	221.5

## 2.5 Varillas de acero de aleación.

En el caso de varillas de aleación de acero, la alta resistencia que se necesita se obtiene mediante la introducción de ciertos elementos de ligazón, principalmente manganeso, silicón y cromo durante la fabricación de acero. Adicionalmente se efectúa trabajo en frío en las varillas al fabricar estas para incrementar aún más su resistencia. Después de estirarlas en frío, a las varillas se les releva de esfuerzos para obtener las propiedades requeridas.

Las varillas de acero de aleación se consiguen en diámetros que varían de ½ pulgada hasta 1<sup>3/8</sup> de pulgada, tal como se muestra en la tabla 2.3.

En México las varillas casi no se usan para la fabricación de elementos presforzados, siendo los torones de baja relajación los más utilizados.

Tabla 2.3. Propiedades de las varillas de acero de aleación

Diámetro nominal		Área nominal de la varilla		Resistencia a la ruptura		Mínima carga para una elongación de 0.7%	
Pulg	mm	Pulg <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	Lb	kN	Lb	kN
<b>GRADO 145</b>							
1/2	12.7	0.196	127	28,000	125	25,000	111
5/8	15.88	0.307	198	45,000	200	40,000	178
3/4	19.05	0.442	285	64,000	285	58,000	258
7/8	22.23	0.601	388	87,000	387	78,000	347
1	25.40	0.785	507	114,000	507	102,000	454
1 1/8	28.58	0.994	642	144,000	641	129,000	574
1 1/4	31.75	1.227	792	178,000	792	160,000	712
1 3/8	34.93	1.485	957	215,000	957	193,000	859
<b>GRADO 160</b>							
1/2	12.7	0.196	127	31,000	138	27,000	120
5/8	15.88	0.307	198	49,000	218	43,000	191
3/4	19.05	0.442	285	71,000	316	62,000	276
7/8	22.23	0.601	388	96,000	427	84,000	374
1	25.40	0.785	507	126,000	561	110,000	490
1 1/8	28.58	0.994	642	159,000	708	139,000	619
1 1/4	31.75	1.227	792	196,000	872	172,000	765
1 3/8	34.93	1.485	958	238,000	1059	208,000	926

## 2.6 Acero estructural.

En muchos elementos prefabricados es común el uso de placas, ángulos y perfiles estructurales de acero. Éstos son empleados en conexiones, apoyos y como protección. El esfuerzo nominal de fluencia de este acero es de 2530 kg/cm<sup>2</sup>.

## 2.7 Malla electrosoldada.

Por su fácil colocación, las retículas de alambre o mallas electrosoldadas se emplean comúnmente en aletas de trabes cajón, doble te y similares. El esfuerzo nominal de fluencia es de 5000 kg/cm<sup>2</sup>. La nominación más común de los distintos tipos de malla es como sigue

$$S_L \times S_T - C_L / C_T$$

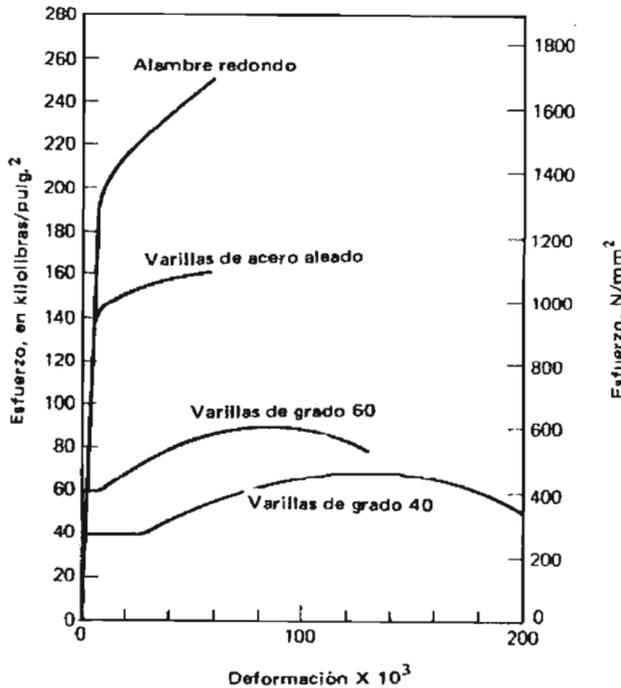
En donde S es la separación en pulgadas, C es el calibre en direcciones longitudinal L y transversal T, respectivamente. La malla que más se utiliza es la 6x6-6/6.

## 2.8 Características de esfuerzo-deformación del acero.

### Deformaciones elásticas

La mayoría de las propiedades de los aceros que son de interés para los ingenieros se pueden obtener directamente de sus curvas de esfuerzo deformación. Tales características importantes como el límite elástico proporcional, el punto de fluencia, la resistencia, la ductilidad y las propiedades de endurecimiento por deformación son evidentes de inmediato.

En la Gráfica 1 comparamos las curvas de esfuerzo deformación a tensión de varillas ordinarias con las de aceros típicos para el preesfuerzo.



Gráfica 1. Curvas comparativas de esfuerzo-deformación para acero de refuerzo y acero de preesfuerzo.

En el acero de refuerzo ordinario, tipificados mediante los grados 40 y 60, existe una respuesta inicial elástica hasta un punto de fluencia bien definido, más allá del cual, ocurre un incremento substancial en la deformación sin que venga aparejado un incremento en el esfuerzo. Si se sigue incrementando la carga, esta mesa de fluencia es seguida por una región de endurecimiento por deformación, durante el cual se obtiene una relación pronunciadamente no lineal entre el esfuerzo y la deformación. Eventualmente ocurrirá la ruptura del material, a una deformación bastante grande alrededor del 13% para varillas de grado 60 y del 20% para varillas del grado 40.

El contraste con los aceros de preesfuerzo es notable. Estos no presentan un esfuerzo de fluencia bien definido. El límite proporcional para cables redondos (y para cables hechos con tales alambres) está alrededor de 14,000 kg/cm<sup>2</sup>, o sea 5 veces el punto de fluencia de las varillas del grado 40. Con carga adicional, los alambres muestran una fluencia gradual, aunque la curva continúa elevándose hasta la fractura del acero.

Las varillas de aleación tienen características similares a aquellas de los alambres redondos o de los cables trenzados, pero sus límites proporcionales y resistencias son de 30 a 40% menores.

El módulo de elasticidad para las varillas de refuerzo es más o menos el mismo:  $2.09 \times 10^6$  kg/cm<sup>2</sup>.

Los aceros de alta resistencia no presentan un punto de fluencia bien definido. Se han propuesto diversos métodos arbitrarios para definir el punto de fluencia del acero de alta resistencia. Una forma de calcularlo es tomando el esfuerzo en el cual el elemento tiene una deformación unitaria de 1%. Otra forma es trazando una paralela a la curva esfuerzo-deformación en el punto correspondiente al 0.2% de la deformación unitaria y el esfuerzo de fluencia será en donde la paralela corte a la curva.

Para tales casos se define un punto de fluencia equivalente, como el esfuerzo para el cual la deformación total tiene un valor de 0.5% para varillas de los grados 40, 50 y 60 y de 0.6% para varillas de grado 75.

Para alambres redondos lisos el módulo de elasticidad es más o menos el mismo que para el refuerzo ordinario, esto es, alrededor de  $2.04 \times 10^6$  kg/cm<sup>2</sup>.

Para torón y para varillas de aleación el módulo de elasticidad es más o menos de  $1.9 \times 10^6$  kg/cm<sup>2</sup>.

## **2.9. Deformación por relajación.**

Cuando al acero de preesfuerzo se le esfuerza hasta los niveles que son usuales durante el tensado inicial y al actuar las cargas de servicio, se presenta una propiedad llamada relajamiento y se define como la pérdida de esfuerzo en un material esforzado mantenido con longitud constante. En los miembros de concreto preesforzado, el flujo plástico y la contracción del concreto así como las fluctuaciones de las cargas aplicadas producen cambios en la longitud del tendón. Sin embargo, cuando se calcula la pérdida en el esfuerzo del acero debida al relajamiento, se puede considerar la longitud constante.

El relajamiento es un fenómeno de duración indefinida, aunque a una velocidad decreciente y debe tomarse en cuenta en el diseño ya que produce una pérdida significativa de la fuerza pretensora.

## **2.10 Corrosión y deterioro de trenzas.**

La protección por corrosión del acero de preesfuerzo es más crítica para el acero de preesfuerzo. Tal precaución es necesaria debido a que la resistencia del elemento de concreto preesforzado está en función de la fuerza de tensado, que a la vez está en función del área del tendón de preesfuerzo. La reducción del área del acero de preesfuerzo debido a la corrosión puede reducir drásticamente el momento nominal resistente de la sección presforzada, lo cual puede conducir a la falla prematura del sistema estructural. En elementos pretensados la protección contra la corrosión se provee con el concreto alrededor del tendón. En elementos postensados, la protección se puede obtener inyectando con lechada en los ductos después de que el preesforzado este completo.

Otra forma de deterioro de alambres o trenzas es la corrosión por esfuerzo, que se caracteriza por la formación de grietas microscópicas en el acero el cual se vuelve frágil y falla. Este tipo de reducción en la resistencia puede ocurrir sólo bajo esfuerzos muy altos y, aunque es poco común, es difícil de prevenir.

## 2.11 SEPARACIÓN Y RECUBRIMIENTO DEL ACERO.

Debe tenerse especial cuidado en el adecuado recubrimiento de los tendones de preesfuerzo (Figura 2.1) ya que este es muy vulnerable a la corrosión y oxidación. Se emncionan los siguientes valores mínimos de recubrimiento libre para elementos expuestos a la intemperie:

Dos veces el diámetro del torón o de la varilla ó 3 veces el diámetro de la barra más gruesa si es un paquete de varillas

En columnas y trabes 4 cm; en losas 3 cm y en losas prefabricadas y cascarones 2 cm

En elementos estructurales que no van a quedar expuestos a la intemperie se podrán emplear la mitad de los valores anteriores. Por el contrario, si los elementos estructurales son colados contra el suelo, el recubrimiento libre será el mínimo entre los dos requisitos ya mencionados y 3 ó 5 cm si se usa o no plantilla, respectivamente. Los recubrimientos anteriores se deben incrementar a criterio del ingeniero en miembros expuestos a agentes agresivos como sustancias o vapores industriales, terrenos particularmente corrosivo, etc.

La separación libre,  $S_1$  (Figura 1.5.6), entre tendones para pretensado en los extremos del miembro no debe ser menor de:

$S_1 \geq 4 \varnothing_a$  para alambres 1.5.32

$S_1 \geq 3 \varnothing_t$  para torones 1.5.33

También se cumplirá con lo prescrito para el tamaño máximo de agregados. En la zona central del claro, se permite una separación vertical menor y hacer paquetes de tendones, siempre y cuando se tengan las suficientes precauciones para lograr un adecuado funcionamiento del preesfuerzo.

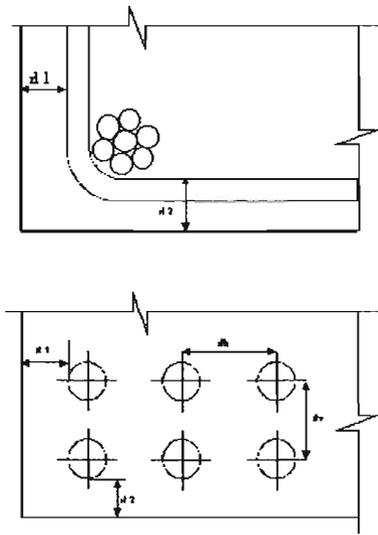


Figura 2.1 - Recubrimiento y separación libre de varillas y torones

Donde:

slh = separación libre horizontal

slv = separación libre vertical

rlh = recubrimiento libre horizontal

rlv = recubrimiento libre vertical

## 2.12. ESFUERZOS DE ADHERENCIA, LONGITUD DE TRANSFERENCIA Y LONGITUD DE DESARROLLO.

En las vigas de concreto preesforzado las fuerzas actuantes tienden a producir el deslizamiento de los tendones a través del concreto que los rodea. Esto produce esfuerzos de adherencia o esfuerzos cortantes que actúan en la cara de contacto entre el acero y el concreto.

Para las vigas pretensadas, cuando se libera la fuerza externa del gato, la fuerza pretensora se transfiere del acero al concreto cerca de los extremos del elemento mediante la adherencia a través de una distancia que se conoce como la *longitud de transferencia*. Dentro de la longitud, el crecimiento

del preesfuerzo es gradual desde cero hasta el nivel del preesfuerzo efectivo, tal como se muestra en la figura 1.5.1.

La longitud de transferencia depende de varios factores, incluyendo el esfuerzo de tensión del acero, la configuración de la sección transversal del acero (por ejemplo, alambres contra cables), la condición en que se encuentre la superficie del acero, y la rapidez con la que se libere la fuerza del gato. Los alambres de acero que se encuentran ligeramente oxidados requerirán longitudes de transferencia menores que aquellos que se encuentren limpios y brillantes. Las pruebas indican que si la fuerza del gato se libera súbitamente, la longitud requerida de transferencia sería sustancialmente más grande que la que se requeriría si la fuerza se aplica gradualmente. La resistencia del concreto tiene muy poca influencia.

El preesfuerzo final o efectivo  $P_e$  es esencialmente constante a medida en que la viga es cargada gradualmente hasta el nivel de su carga de servicio. Sin embargo, si ésta tuviera que sobrecargarse existirá un gran incremento en el esfuerzo del acero hasta que se alcance el esfuerzo de falla por flexión  $f_{ps}$  que puede ser cercano a la resistencia de tensión del acero  $f_{sr}$ . Un sobreesfuerzo más allá de la carga de servicio produce esfuerzos algo menores dentro de la longitud original de transferencia, tal como se sugiere en la figura 1.5.1. Para alcanzar el esfuerzo de falla  $f_{sr}$  en el acero se requiere de una longitud de desarrollo mucho más grande que la longitud original de transferencia, tal como se muestra.

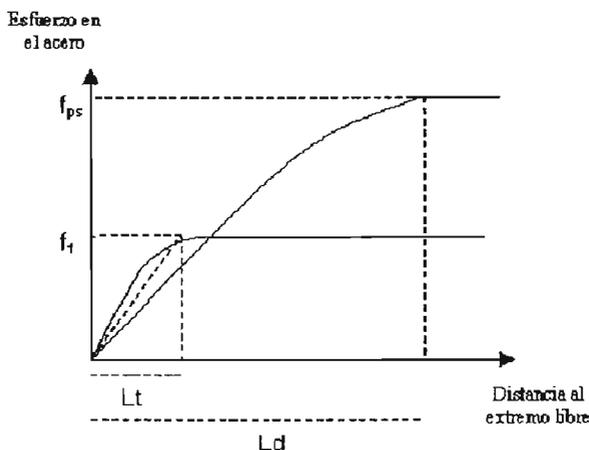


Figura 1.5.1. longitudes de transferencia y desarrollo para cables de pretensado.

Los torones de pretensado de tres o siete alambres deberán estar adheridos, más allá de la sección crítica, en una longitud en cm, no menor que:

$$L_d = 0.014(f_{sp} - 0.67f_f)d_b \quad 1.5.1$$

donde:

$f_{sp}$  = esfuerzo en el torón cuando se alcanza la resistencia del elemento, (kg/cm<sup>2</sup>)

$f_f$  = preesfuerzo final o efectivo en el torón, (kg/cm<sup>2</sup>)

$d_b$  = diámetro del torón, (cm)

Esta revisión puede limitarse a las secciones más próximas a las zonas de transferencia del miembro, y en las cuales sea necesario que se desarrolle la resistencia de diseño. Cuando la adherencia del torón no se extienda hasta el extremo del elemento y en condiciones de servicio existan esfuerzos de tensión por flexión en el concreto en la zona precomprimida, se debe duplicar la longitud de desarrollo del torón dada por la fórmula anterior. La longitud de desarrollo de alambres lisos de preesfuerzo se supondrá de 100 diámetros.

### 3. CONEXIONES.

#### 3.1 UNIONES VIGA-COLUMNA.

No tiene sentido cuidar la resistencia, rigidez y ductilidad en los elementos estructurales, si éstos no se conectan entre sí de manera que estas características se puedan desarrollar plenamente. El diseño de una conexión debe tener como objetivo que su resistencia sea mayor que la de los elementos que se unen y que su rigidez debe ser suficiente para no alterar la rigidez de los elementos conectados.

Los aspectos críticos en el comportamiento sísmico de las uniones entre vigas y columnas de concreto, son la adherencia, el cortante y el confinamiento. Las condiciones de adherencia para el acero longitudinal de las vigas son desfavorables debido a que es necesario transferir esfuerzos elevados al concreto en longitudes relativamente pequeñas. La situación es crítica no sólo en conexiones extremas, donde es necesario anclar el refuerzo longitudinal, sino también en uniones interiores donde el signo de los esfuerzos debe cambiar de tensión a compresión de una a otra cara de la columna. La adherencia se ve afectada cuando se presentan grietas diagonales por los efectos de fuerza cortante. El diseño de por fuerza cortante de una unión viga-columna requiere la determinación de las fuerzas que se desarrollan cuando en los extremos de las vigas se forman articulaciones plásticas, es decir, cuando las barras longitudinales de las vigas que llegan a la conexión alcanzan la fluencia en tensión en una cara de la columna y en compresión en la otra cara.

Cuando no se cuenta con la suficiente longitud de desarrollo del refuerzo que cruza la conexión o cuando la resistencia en cortante es insuficiente para evitar el agrietamiento diagonal en la conexión, los lazos de histéresis presentan una zona de rigidez muy baja y un deterioro considerable. De allí que los requisitos de armado de las conexiones exijan refuerzo horizontal, prolongando los estribos de la columna en esta zona, y fijen una relación mínima entre el ancho de la conexión y el diámetro de las barras que la cruzan.

Deben cuidarse tres aspectos en el diseño de uniones viga-columna de marcos que deben resistir fuerzas sísmicas.

- a) El confinamiento del concreto en la zona de unión.
- b) El anclaje y la adherencia del refuerzo que atraviesa la junta.
- c) La resistencia a fuerza cortante de la conexión.

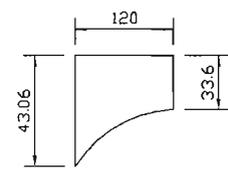
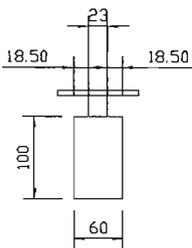
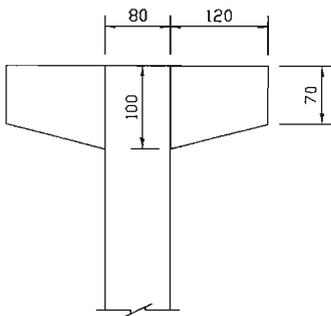
Es necesario proporcionar confinamiento al núcleo de concreto también en la zona de intersección de la columna con las vigas del sistema de piso. Por ello debe prolongarse el refuerzo transversal especificado para los extremos de las columnas también en la zona de intersección. Cuando se trata de una columna interior que tiene vigas en sus cuatro costados, la situación es menos crítica, ya que el concreto adyacente proporciona restricción a las deformaciones transversales del núcleo de la

columna. En este caso se admite aumentar al doble el espaciamiento de los estribos en la unión, con respecto al necesario en los extremos de la columna.

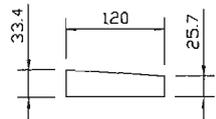
El problema de anclaje del refuerzo en las conexiones viga-columna presenta características distintas en las uniones extremas que en las interiores. En las primeras el anclaje de las barras longitudinales es necesario para el desarrollo del momento resistente en el extremo del elemento. Este anclaje se proporciona mediante un gancho estándar en el extremo de la barra, más una longitud horizontal dentro del núcleo de la columna.

Cuando se emplean barras de gran diámetro es posible que el ancho de la columna no sea suficiente para proporcionar la longitud de anclaje al refuerzo de la viga. En este caso debe optarse por emplear barras de menor diámetro, o ensanchar la columna, o proporcionar algún anclaje mecánico al refuerzo.

CONEXION TRABE COLUMNA.

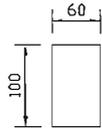


DIGRAMA DE MOMENTOS POR CARGAS VERTICALES



DIGRAMA DE MOMENTOS POR SISMO

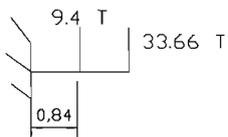
3ra ETAPA  
PARA LA TRABE EN LA COLUMNA



$f'_c = 450 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = (0.8)(450) = 360 \text{ kg/cm}^2$

$f_c = \left(1.05 - \frac{360}{1250}\right) 360 = 274.32 \text{ kg/cm}^2$



$M = 0.65 \times 9.4 + 33.66 \times 1.3 = 49.87 \text{ T - m}$

$M_u = 49.87 \times 1.4 = 69.82 \text{ T - m}$

$\rho_b = \frac{f'_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000}$

$\rho_b = \left(\frac{274.32}{4200}\right) \left(\frac{4800}{4200 + 6000}\right) = 0.0307$

$\rho_{MAX} = 0.75 \rho_b = 0.0231$

$\rho_{MIN} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{450}}{4200} = 0.0035$

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

$69.82 \times 10^5 = (0.9) (60) (95)^2 (274.32) q (1 - 0.5 q)$

$66\ 844\ 926\ q^2 - 133\ 689\ 852\ q + 69.82 \times 10^5 = 0$

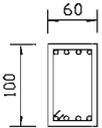
$q_1 = 0.0537$

$q_2 = 1.943$

$\rho = q \frac{f'_c}{f_y} = 0.0537 \left(\frac{274.32}{4200}\right) = 0.0035$

se acepta  $\rho = 0.0035$

$A_1 = \rho b d = (0.0035)(60)(95) = 19.95 \text{ cm}^2$



(8) VARS. #8 = 20.28 cm<sup>2</sup>  
ESTR. #4

PARA LOS ESTRIBOS

$$V_u = 43.06 \times 1.4 = 60.28 \text{ Ton}$$

$$V_u = 33.6 \times 1.4 = 47.04 \text{ Ton}$$

CONTRIBUCION DEL CONCRETO

$$V_{CR} = (0.8)(60)(95) \left( 0.2 + 20 (0.0098) \right) \frac{\sqrt{360}}{1000}$$

$$V_{CR} = 34.3 \text{ Ton.}$$

CONTRIBUCION DEL ACERO

$$V_{SR} = \frac{F_R A_v f_y d}{s}$$

CON VARS. #3

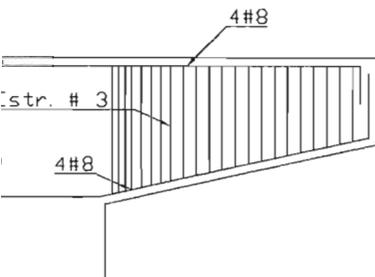
$$V_{SR} = \frac{(0.8)(1.42)(4200)(95)}{s}$$

$$V_{SR} = \frac{453264 \times 10^{-3}}{s}$$

$$s = \frac{453.26}{25.98}$$

$$s = 17.45 \text{ cm}$$

Estribos #3

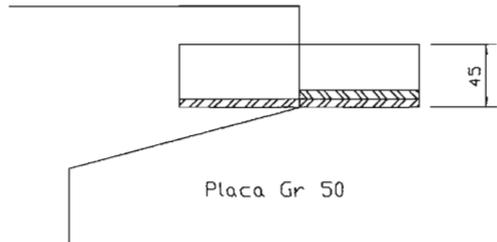


4 @ 10

Estribos #3 4 @ 15

@ 20

PARA LA PLACA



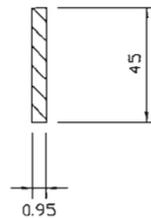
$$V_u = 47.07 \text{ Ton}$$

$$T = \frac{47.07 \text{ Ton}}{0.4 \times 3.515} = 42.87 \text{ cm}^2$$

$$e = \frac{42.87}{45} = 0.95 \text{ cm}$$

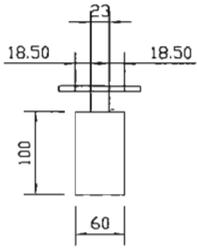
Usó 3/8"

PLACA



2a ETAPA

PARA LA TRABE EN LA COLUMNA



DEL ANALISIS TENEMOS

$$M_u = 123.8 \times 1.4 = 173.23 \text{ T} \cdot \text{m}$$

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

$$173.23 \times 10^5 = (0.9) (23) (128)^2 (274.32) q (1 - 0.5 q)$$

$$46517649.41 q^2 - 93035298.82 q + 173.23 \times 10^5 =$$

$$q_1 = 0.2079$$

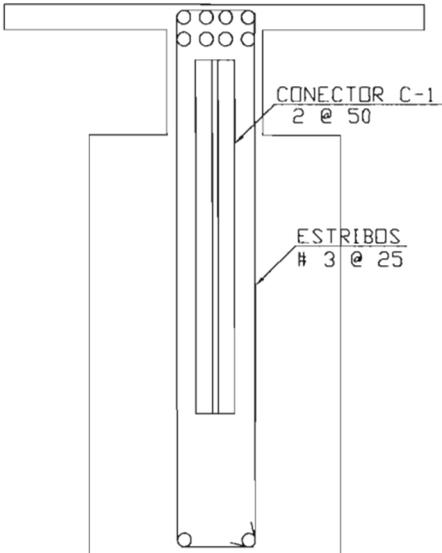
$$q_2 = 1.7921$$

$$p = q \frac{f'_c}{f_y} = 0.2079 \left( \frac{274.32}{4200} \right) = 0.0136$$

se acepta  $p = 0.0136$ 

$$A_1 = p b d = (0.0136)(23)(128) = 40.04 \text{ cm}^2$$

° ° 8 VAR # 8



CONECTOR

$$\frac{173.23 \times 10^5}{128} = 135406.25 \text{ kg}$$

$$\frac{135406.25}{0.4 \times 3515} = 96.31 \text{ cm}^2$$

2 CONECTORES DE CORTANTE

IR 254 X 38.5 kg/m

$$A = 49.1 \text{ cm}^2$$

$$b = 14.66 \text{ cm}$$

$$\frac{135406.25}{2} = 67703.13$$

$$\text{Aplastamiento del concreto } C = F_c F_R^*$$

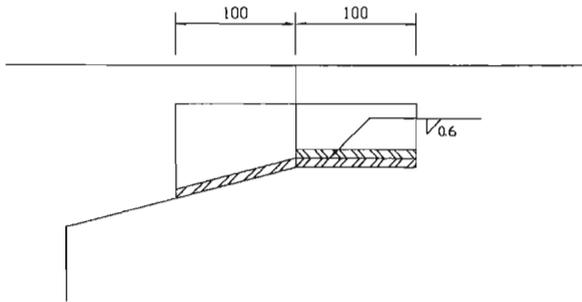
$$= (0.7)(360) = 252 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{67703.13}{252} = 268.66 \text{ cm}^2$$

$$\frac{268.66}{14.66} = 18.33 \text{ cm}$$

SE PROPONEN DE 90 cm

PARA LA PLACA



$$M_u = 60.3 \times 1.4 = 84.42 \text{ T} - \text{m}$$

$$T = \frac{84.42 \times 10^5}{101} = 83584.16 \text{ kg}$$

$$A_{req} = \frac{83584.16}{0.4 \times 3515} = 59.45 \text{ cm}$$

$$e = \frac{59.45}{56} = 1.06 \text{ cm}$$

° ° Uso 1 1/8"

APLASTAMIENTO EN EL CONCRETO =  $F_R F_c^* =$

$$A_p = (0.7)(360) = 252 \text{ kg/cm}^2$$

$$= \frac{83.58 \times 10^3}{252 \text{ kg/cm}^2} = 331.68 \text{ cm}^2$$

$$\frac{331.68}{56} = 5.92 \text{ cm}$$

LA LONGITUD EFECTIVA DE ANCLAJE DEBE ESTAR COMPRENDIDA ENTRE LOS LIMITES  $1.5 h < l_e < 3h$

$$76.7 \text{ cm} < l_e < 153.3$$

° ° TOMO 100 cm @ CADA LADO.

SOLDADURA

$$\frac{83584.16}{100} = 835.8 \text{ kg/cm}$$

CON ELECTRODOS E70XX

$$R_d = 0.45 \times 70 \times 70.31 = 2215 \text{ kg/cm}^2$$

LA GARGANTA EFECTIVA =

$$= 0.6 \times 0.707 = 0.42 \text{ cm}$$

$$F_{ve} = 2215 \times 0.42 = 930.3 \text{ kg/cm}$$

QUE ES MUCHO MAYOR A EL SOLICITADO.

## **4. DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO.**

### **4.1. DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNA.**

En este capítulo se trata el dimensionamiento de una columna dados la carga axial y el momento que deben resistir.

#### **Acero mínimo.**

Los porcentajes mínimos de refuerzo recomendados para columnas son, por lo general mayores que los recomendados para vigas. En los reglamentos de construcción suelen especificarse porcentajes mínimos del orden de uno por ciento. Las NTC-87 indican que la relación entre el área del refuerzo vertical y el área total de la sección no sea menor que  $20/f_y$  estando  $f_y$  expresado en  $\text{kg/cm}^2$ . También se recomienda usar por lo menos una barra en cada esquina de columnas no circulares.

#### **Refuerzo máximo.**

Aunque en algunos reglamentos se permiten porcentajes máximos de refuerzo longitudinal del orden del 8%, pocas veces puede colocarse esta cantidad de refuerzo por restricciones de orden constructivo. Las NTC-87 especifican un máximo del 6%.

#### **Refuerzo transversal.**

En el caso de estribos, éstos deben colocarse de manera que restrinjan el pandeo lateral de las barras longitudinales. Tanto el Reglamento ACI como las NTC-87, especifican que todas las barras de esquina y cada barra alternada estén restringidas por la esquina de un estribo con un ángulo interno máximo de  $135^\circ$ . La distancia libre de las barras no restringidas a las barras restringidas se limita a 15 cm. La separación centro a centro entre barras restringidas se suele limitar a unos 35 cm.

2-P 2

PROJECT: PARQUE DELTA EDIFICIO DE LA FORD

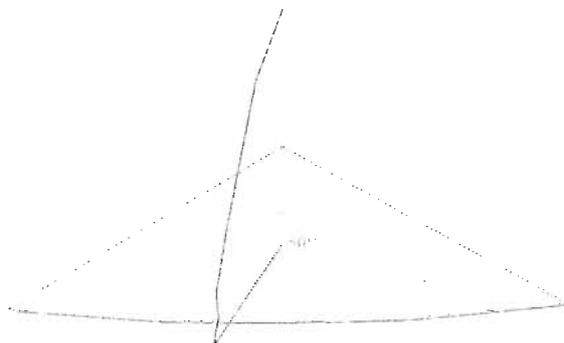


6.10 m  
 5.10 m  
 0.50 m  
 0.50 m

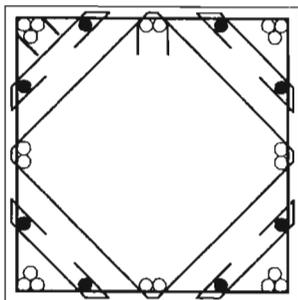


xTIES:

TIES  
 8 #3 @ 12.5 cm  
 13 #3 @ 25 cm



Y	X-X	YTOP	YBOTTOM	PERCENT
Top	109.0	0.0170	9	100.53
Bot	194.0	0.0303	9	100.53
Buckling load 0.7 Pcr = 5984 ton				



● 20 VARS. #10

○ 8 VARS. #8

ESTR. #3 @20

GRAPA #3 @20

ARMADO DE COLUMNA 80x80

## 4.2. MURO DE RIGIDEZ

Los muros de concreto constituyen elementos muy favorables a la resistencia sísmica de las estructuras, por su alta rigidez y resistencia a cargas laterales. Por su misma rigidez, los muros absorben generalmente una porción mayoritaria de las fuerzas sísmicas en edificios y pueden estar sometidos a fuerzas cortantes elevadas y también a momentos flexionantes importantes cuando su relación altura espesor excede de dos.

En estructuras con muros, precisamente por su alta rigidez, la demanda de ductilidad que debe esperarse en un sismo intenso es menor que en las estructuras a base de marcos. Los reglamentos especifican factores de reducción por ductilidad menores que en el caso de marcos y también los requisitos de ductilidad que exigen son menos estrictos.

El RCDF admite adoptar un factor de  $Q = 4$  en estructuras en que se combinan marcos y muros siempre que los primeros tomen, en todos los pisos, al menos la mitad de las fuerzas laterales debidas a sismo. En caso contrario debe usarse  $Q = 3$ . Para lo anterior, es necesario que los elementos de los marcos como los muros cumplan con los requisitos para marcos dúctiles. Para los muros, cuando están sujetos a momentos flexionantes elevados se requiere que cuenten en sus extremos con elementos capaces de tomar fuerzas axiales importantes y de desarrollar gran ductilidad. Las del RCDF exigen que estos elementos cumplan con los mismos requisitos de refuerzo que las columnas de marcos dúctiles.

Lo anterior implica en la casi totalidad de los casos un engrosamiento en la sección del muro del muro una longitud tal que permita colocar el refuerzo transversal mínimo especificado en los extremos de las columnas pero ahora en toda la altura del muro.

Adicionalmente a los requisitos anteriores, hay que aplicar los requisitos generales de las normas de concreto que rigen el espesor del muro para evitar problemas de pandeo lateral; hay que procurar un anclaje eficiente del refuerzo horizontal del muro en los elementos extremos y hay que reforzar adecuadamente los huecos del muro.

## PARQUE DELTA EDIFICIO DE LA FORD

### ARMADO DEL MURO PERIMETRAL.

L = 8325 cm		Pu = -200 Ton	f'c = 250 Kg/cm <sup>2</sup>
H = 350 cm	H/L = 0.04		f'c = 200 Kg/cm <sup>2</sup>
d' = 8175 cm		Mu = 1389 Ton-m	f'c = 170 Kg/cm <sup>2</sup>
t = 25 cm			
b = 25 cm		FR = 0.8	f y = 4200 Kg/cm <sup>2</sup>
L' = 150 cm			

#### DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

$$As = [ Mu / FR - 0.5 Pu L ( 1 - Pu / L t f'c ) ] / fy d' = 29 \text{ cm}^2$$

$$Pu = FR [ b L' + t ( 0.8kd - L' ) ] f'c \quad kd = ( Pu / FR f'c - b L' + L' t ) / 0.8 t = -74 \text{ cm}$$

$$MR = FR [ As fy d' + b L' f'c d' / 2 + ( 0.8kd - L' ) t f'c ( d' / 2 - 0.4kd ) ] = -298 \text{ Ton-m}$$

$$AsREQ = 36 \text{ cm}^2 \quad AsDEF = 36.0 \text{ cm}^2 \quad (p = 0.010) \quad MR = 1498 \text{ Ton-m}$$

18 vars. # 5 > Mu O.K.

$$\text{Porcentaje Total} = 0.0003 < 0.0075$$

$$p' = 0.45 ( Ag / Ac - 1 ) f'c / fy > 0.12 f'c / fy \quad p' = 0.0079$$

$$Av = 6.41 \text{ cm}^2 \quad Se = 2.5 Av / p' hC = 14 \text{ cm}$$

Estribos # 3 de 9 ramas @ 12 cm en los extremos del muro

#### DISEÑO POR CORTANTE

$$Vu = 1454 \text{ Ton} \quad FR = 0.8$$

$$vu = Vu / 0.8 L t = 8.7 \text{ Kg/cm}^2 \quad vC = FR(0.85 \sqrt{f'c}) = 9.6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$ph = ( vU - vC ) / FR fy = -0.0003 < 0.0025 \quad pV = 0.0025$$

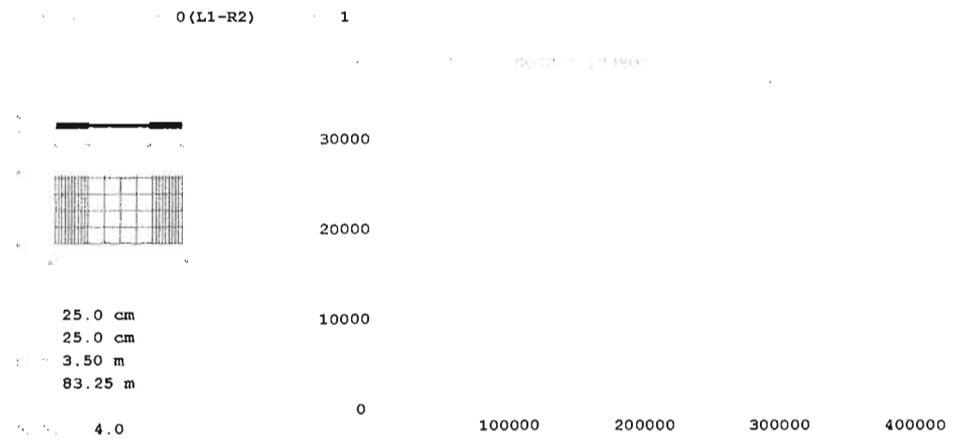
$$Ash = 6.3 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Utilizando varillas \# 3} \quad \text{Separación} = 22 \text{ cm}$$

$$Asv = 6.3 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Utilizando varillas \# 3} \quad \text{Separación} = 22 \text{ cm}$$

<b>ARMADO DEL MURO</b>
------------------------

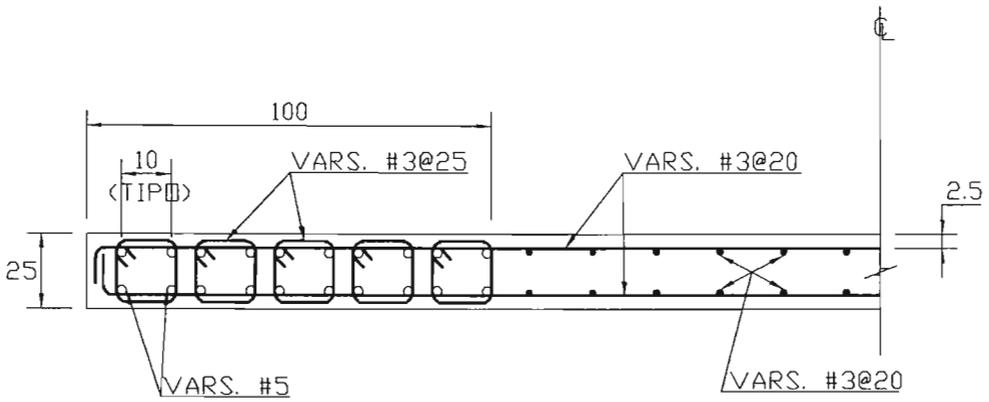
HORIZONTAL : Varillas # 3 @ 20 cm (en dos lechos)

VERTICAL : Varillas # 3 @ 20 cm (en dos lechos)



REINFORCEMENT RESULTS  
**#3 @ 22.7 cm 2 layers (0.0025)**  
 16  
 1453.7 ton  
 2365.1 ton  
 0.80

VERTICAL REINFORCEMENT  
 DESIGN MOMENT: **9**      529.69 cm2  
 DESIGN SHEAR: **-200.16 ton**      517.19 cm2  
 1389.3 ton-m      6.25 cm2  
 Requires concentration @ ends



## ARMADO DE MURO

### **4.3. CIMENTACION.**

La forma más común de clasificar las cimentaciones es en función de la profundidad de los estratos a los que se transmite la mayor parte de las cargas que provienen de la construcción. En estos términos se dividen en someras y profundas.

Las cimentaciones someras son aquellas que se apoyan en estratos poco profundos que tienen suficiente capacidad para resistir las cargas de la estructura. En este grupo se encuentran las zapatas que son ensanchamientos de la sección de las columnas o muros con los que se distribuye la carga de éstos en un área mayor de suelo. Otro tipo de cimentación somera está constituido por las losas de cimentación en las que el apoyo se realiza sobre toda el área de construcción. En ocasiones la losa de cimentación, la losa de planta baja y las contratraves y muros de lindero forman cajones de cimentación que pueden llegar a profundidades relevantes y permiten bajo ciertas condiciones, aprovechar el suelo excavado para compensar parcial o totalmente el peso de la construcción y aliviar así la presión neta en la superficie.

Las cimentaciones profundas están constituidas esencialmente por pilotes que transmiten su carga por punta o por fricción y que se denominan pilas cuando su sección transversal es de gran tamaño.

#### **4.3.1 LOSAS DE CIMENTACION.**

Las losas de cimentación constituyen un tipo de cimentación somera que cubre toda el área bajo la estructura; se emplean cuando la resistencia del suelo es baja o cuando es necesario limitar en forma muy estricta los asentamientos diferenciales en construcciones particularmente a estos.

Existen dos tipos principales de losas de cimentación con diversas variantes.

A) La losa plana, en que las columnas apoyan sobre la losa de cimentación, directamente o por intermedio de capitel, pero sin que existan vigas de unión en los ejes de la columna. La losa plana puede aligerarse con diversos procedimientos y tiene la ventaja de la sencillez constructiva, pero a costa de volúmenes mayores de concreto.

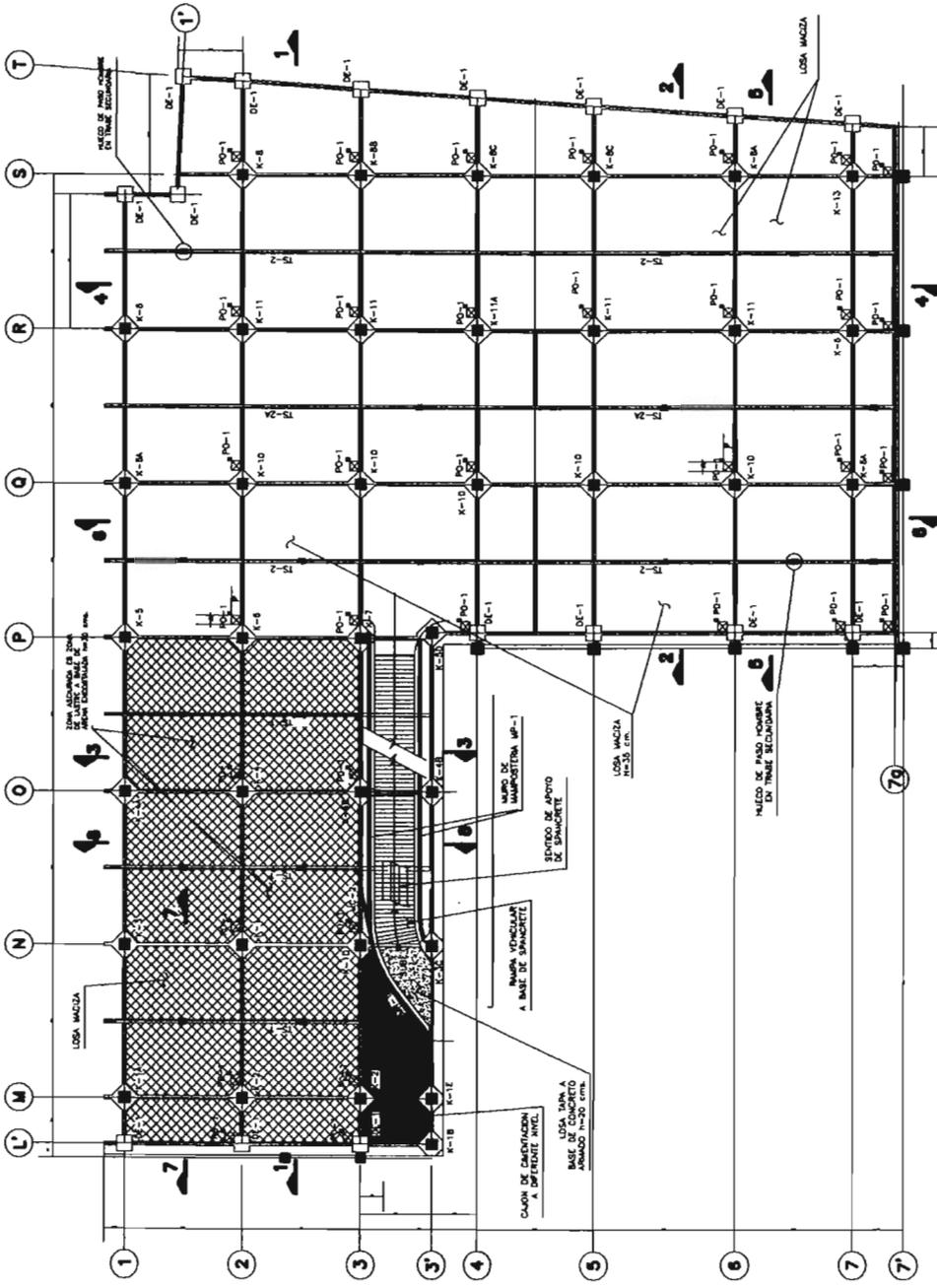
B) La losa con contratraves (vigas de cimentación) se emplea cuando los claros y las cargas son elevados y se convierte frecuentemente en una estructura en cajón con la losa en la parte inferior y superior de la contratrabe.

C) Otra modalidad es una losa con contratraves inferiores en la que el lecho superior es plano y constituye un piso utilizable; además es posible evitar el uso de cimbras al vaciar el concreto

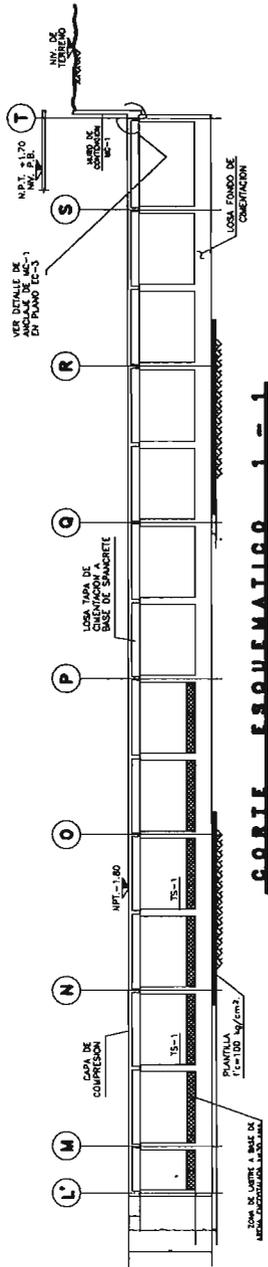
directamente en zanjas con superficies cubiertas de ladrillo o de concreto palme, para evitar la contaminación del concreto con el suelo.

A pesar de su diversidad de formas, todas estas modalidades pueden analizarse y dimensionarse con procedimientos comunes.

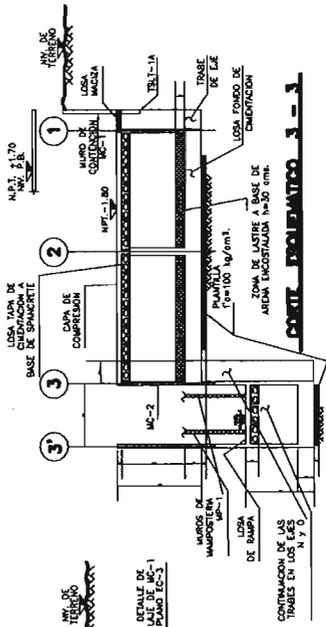
La construcción de una losa de cimentación implica la excavación total del suelo bajo la construcción hasta cierto nivel. Con ello se está liberando el suelo subyacente de la carga de material excavado, de manera que si la construcción de la cimentación y de la edificación se hace con la suficiente rapidez y con las debidas precauciones, la parte del peso de ésta que iguala al del material excavado no producir incrementos de esfuerzos ni hundimientos en el subsuelo.



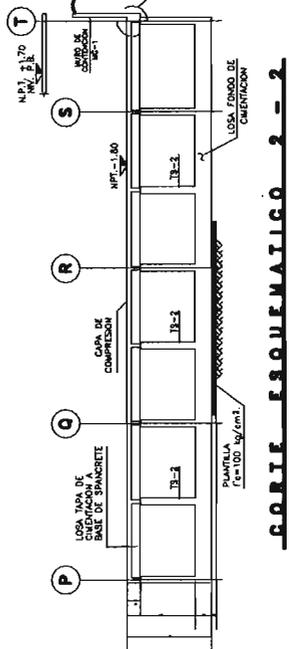
**PLANTA LOSA FONDO DE CIMENTACION**



**CORTE ESQUEMATICO 1 - 1**



**CORTE DETALLADO 1 - 1**



**CORTE ESQUEMATICO 2 - 2**

CONTINUACION DE LAS TRAMES EN LOS PLANOS EC-3 Y EC-4



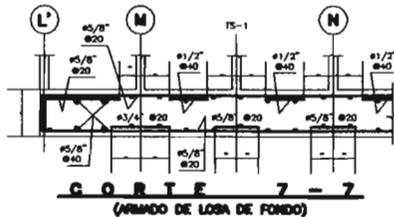


(\*)

TABLA DE ARMADO DE DADOS		
TRABES EJES NUMERO		
ELEMENTO	LECHO SUP. VRS. A	LECHO SUP. VRS. B
TRABE EJE 1	2 #1"	2 #1"
TRABE EJE 2	3 #1"	3 #1"
TRABE EJE 3	3 #1"	3 #1"
TRABE EJE 3'	2 #1"	2 #1"
TRABE EJE 4	3 #1"	3 #1"
TRABE EJE 5	3 #1 1/4"	3 #1 1/4"
TRABE EJE 6	3 #1 1/4"	3 #1 1/4"
TRABE EJE 7	3 #1"	3 #1"
TRABE EJE 7a	2 #1"	2 #1"

(\*)

TABLA DE ARMADO DE DADOS		
TRABES EJES LETRA		
ELEMENTO	LECHO SUP. VRS. A	LECHO SUP. VRS. B
TRABE EJE L'	2 #1"	2 #1"
TRABE EJE M	2 #1"	2 #1"
TRABE EJE N	2 #1"	2 #1"
TRABE EJE O	2 #1"	2 #1"
TRABE EJE P	2 #1"	2 #1"
TRABE EJE Q	2 #1"	2 #1"
TRABE EJE R	2 #1"	2 #1"
TRABE EJE S	2 #1"	2 #1"
TRABE EJE T	2 #1"	2 #1"

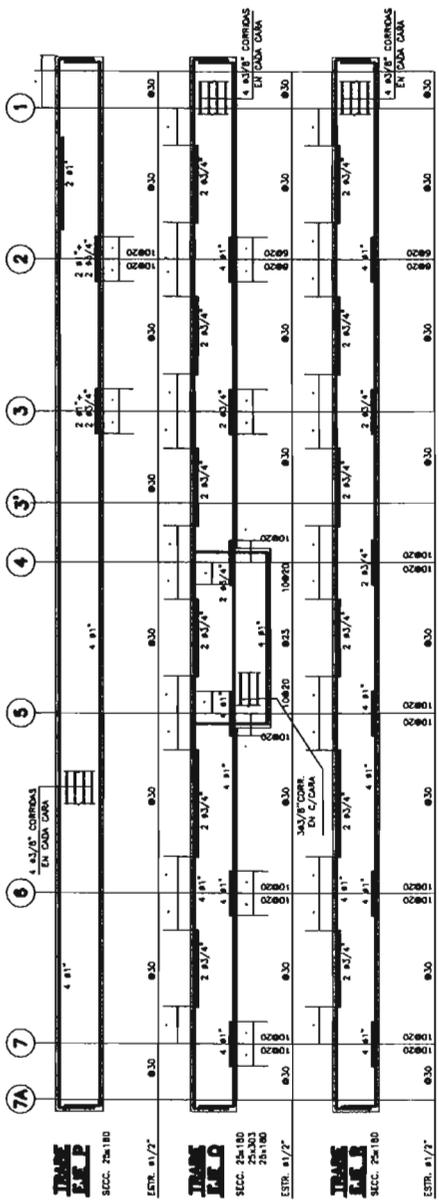


NOTAS SOBRE REQUERIMIENTOS

- 1.- REQUERIMIENTOS EN LOSAS 2.0 cm.
- 2.- REQUERIMIENTOS EN TRABES 2.5 cm.
- 3.- REQUERIMIENTOS EN COLUMNAS 2.5 cm.
- 4.- REQUERIMIENTOS EN ELEMENTOS DE CONTACTO DIRECTO EN EL TERRENO Y/O CON AGUA 5.0 cm.
- 5.- REQUERIMIENTOS INDICADOS EN LOS DETALLES SE RESPETAN.

NOTA: (\*)

EL ARMADO INFERIOR DE LAS TRABES DE CIMENTACION PARA CORRIDO POR DEBAJO DE LOS DADOS.



**TRANE**  
**EXTR. #1/2"**  
SECC. 25x180

INTR. #1/2"

**TRANE**  
**EXTR. #1/2"**  
SECC. 25x180  
25x180

INTR. #1/2"

**TRANE**  
**EXTR. #1/2"**  
SECC. 25x180

INTR. #1/2"

## 5. CONCLUSIONES.

En el concreto preesforzado tenemos materiales que son de mejor calidad que aquellos para el concreto reforzado común. Al mismo tiempo debe considerarse que estos materiales cuestan más y requieren más trabajo y mejor técnica para su colocación. En términos generales, el esfuerzo de trabajo, en el acero de preesfuerzo, es de 5 a 7 veces más alto que el del acero que se usa en el concreto reforzado, y a su precio unitario, colocado, es de 2 a 4 veces cuando mucho. El concreto preesforzado es 2 veces más fuerte que el concreto reforzado, y cuesta un 20% más, sin incluir los moldes, que pueden costar de 0 a 100% más que para el concreto reforzado. Entre las diferentes combinaciones posibles de resistencia y costo de estos materiales, se puede observar, fácilmente, que el resultado neto puede ser a favor o en contra del uso del concreto preesforzado.

Desde un punto de vista económico, las condiciones favorables a la construcción preesforzada, se pueden enumerar como sigue:

1. Claros largos, donde la relación de la carga muerta a la carga viva, es grande, por lo que el ahorro en el peso de la estructura constituye un ítem importante en economía. Se necesita una relación mínima de carga muerta a carga viva, para poder colocar el acero cerca de la fibra, bajo tensión y así dar el mayor brazo de palanca posible al momento resistente. En los miembros largos, también disminuye el costo relativo de los anclajes.
2. Cargas pesadas, que incluyen grandes cantidades de materiales, por lo que el ahorro de éstos llega a ser digno de consideración.
3. Unidades múltiples en que pueden reusarse los moldes, y un trabajo mecanizado, son factores que influyen para disminuir el costo adicional de moldes y de trabajo.
4. Precolando las unidades, donde el trabajo puede centralizarse, se reduce el costo adicional del trabajo y se tiene un mejor control sobre los productos.
5. Pretensando las unidades se economiza el costo del anclaje, en la inyección del mortero.

Hay disponibles ahora tantos tipos diferentes de construcción de concreto preesforzado, que se pueden escoger, para llenar diversas condiciones sin embargo, no puede ser siempre más barato que otros materiales, su adaptabilidad se logrará grandemente por el conocimiento y la experiencia de los ingenieros y diseñadores. La estandarización de ciertos productos ayudará a reducir el costo, pero siempre se debe prestar atención individual para cada caso, tomando en cuenta los requisitos locales y específicos.

Existen condiciones que no son actualmente favorables a la economía del concreto preesforzado, pero que mejorarán conforme transcurra el tiempo. Estas son:

1. La disponibilidad de constructores experimentados en el trabajo de preesforzado. Esto es un estímulo para una competencia más entusiasta y para obtener operarios hábiles con menor costo.

2. La disponibilidad de equipos y de plantas para el pretensado. Obviamente, esto reducirá el costo unitario del preesforzado.

3. La disponibilidad de ingenieros experimentados en el cálculo del concreto preesforzado, que permitirá calcular y construir más estructuras de concreto preesforzado, y en consecuencia, disminuir el costo.

4. La reducción del costo de materiales y de la instalación para el concreto preesforzado. Esto ya ha ocurrido, y continuará la tendencia, aunque con un ritmo menor, conforme se desarrollen nuevos métodos y materiales, y conforme aumenten con el tiempo la demanda y el abastecimiento.

5. La promulgación de una serie de código y recomendaciones lógicas. Esto colocaría las estructuras de concreto preesforzado a igual nivel con los otros tipos y estimularía su cálculo y construcción.

Es necesario mencionar que siempre habrá situaciones en las que el concreto preesforzado no pueda competir económicamente con otros tipos de construcción, ya sea madera, acero o concreto reforzado. Cada tipo tiene sus ventajas, así como sus limitaciones. Finalmente, no deberá juzgarse y diseñarse ningún edificio solamente sobre la base del primer costo. Deben considerarse simultáneamente el costo de mantenimiento, de seguro, y de operación. El valor total de la construcción, su productividad, su rentabilidad, su apariencia, su adaptabilidad y duración, juegan un papel importante que debería afectar la decisión del ingeniero.

## **BIBLIOGRAFÍA.**

- **ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO 3ra EDICIÓN**  
**GONZALES CUEVAS**  
**ED. LIMUSA**  
**MÉXICO 2004**
- **DISEÑO ESTRUCTURAL 2ª EDICIÓN**  
**MELI PIRALLA**  
**ED. LIMUSA**  
**MÉXICO 2004**
- **DISEÑO SISMICO DE EDIFICOS**  
**BAZAN ENRIQUE Y ROBERTO MELI**  
**ED. LIMUSA**  
**MÉXICO 2002**
- **DISEÑO DE VIGAS DE CONCRETO PREESFORZADO**  
**DAN E. BRANSON.**  
**SERIE DE CONCRETO ESTRUCTURAL IMCYC**  
**1982**
- **DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PREESFORZADO**  
**NILSON ARTHUR**  
**ED. LIMUSA**  
**MEXICO**
- **DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PREESFORZADO**  
**LYN T. Y.**  
**COMPAÑÍA EDITORIAL CONTINENTAL**  
**MÉXICO 1969**

- **PRINCIPIOS FUNDAMENTALES DEL DISEÑO DE CONCRETO PREENFORZADO 2ª ED.**  
IMCYC 1966
- **DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO METODO LRFD**  
McCORMAC JACK  
ALFAOMEGA GRUPO EDITOR  
MÉXICO 1996
- **REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL**  
GACETA OFICIAL DEL D. F.  
29 DE ENERO DE 2004
- **NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO**  
GACETA OFICIAL DEL D. F.  
10 DE OCTUBRE DE 2004
- **NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS METALICAS**  
GACETA OFICIAL DEL D. F.  
10 DE OCTUBRE DE 2004
- **LOAD AND RESISTENCE FACTOR DESIGN SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS**  
DICIEMBRE 1, 1993  
AISC. USA
- **MANUAL DE CONSTRUCCION EN ACERO**  
DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES  
IMCA 4 EDICION  
ED LIMUSA MEXICO 2003
- **CATALOGO DE PRODUCTOS ANIPPAC 2004.**