



**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE
SAN NICOLAS DE HIDALGO**

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO DE TESINA

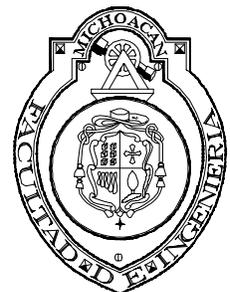
**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CASA HABITACIÓN
DE LA FAMILIA ARROYO CALDERÓN**

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL

PRESENTA:
JORGE ARROYO CALDERÓN

ASESOR:
ING. JAIME CAMACHO MORENO

MORELIA, MICHOACÁN, FEBRERO 2007.





AGRADECIMIENTOS

*A mis padres:
Por depositar en mí su confianza,
apoyarme incondicionalmente en lo
moral y económico.*

*A mi abuela:
Por brindarme su hogar y atenderme
como una mujer lo hace con su hijo.*

*A mi novia:
Por apoyarme en lo moral y sentimental,
ser oído a mis pensamientos y darme palabras
de aliento cuando más las necesitaba.*

*A mis hermanos:
Por hacerme sentir grande y darme el
valor para tomar decisiones y así ser
un claro ejemplo para ellos.*

*Gracias a mis Amigos y compañeros que surgieron durante la carrera; y en especial a
Cano por ser participe de ésta gran batalla que hoy Gracias a Dios he ganado.*

*Por ultimo le doy gracias al Ingeniero Jaime Camacho Moreno por haber aceptado ser mi
asesor de Tesis y tenerme confianza para realizar este proyecto.*





INDICE

INTRODUCCIÓN.....	4
OBJETIVO.....	5
CAPITULO I	
I.- Descripción arquitectónica y estructural del proyecto.....	6
I.1 Descripción arquitectónica del proyecto.....	6
I.2 Propuesta Estructural del proyecto.....	7
CAPITULO II	
II.- Diseño de losas.....	8
II.1 Descripción y análisis de cargas.....	8
II.2 Análisis y diseño estructural de las losas.....	11
CAPITULO III	
III.- Diseño estructural de traveses y columnas.....	41
III.1 Análisis y diseño estructural de traveses.....	41
Resumen de armados para traveses.....	54
III.2 Análisis y diseño estructural de columnas.....	55
Resumen de armados para columnas.....	64
CAPITULO IV	
IV.- Revisión de muros.....	65
IV.1 Confinamiento de muros.....	65
Aspectos generales.....	65
IV.2 Revisión de muros bajo cargas axiales.....	71
IV.3 Revisión de muros bajo la influencia de cargas laterales (sismo).....	75
CAPITULO V	
V.- Diseño de la cimentación.....	80
Aspectos generales.....	80
V.1 Propuesta del tipo de cimentación.....	82
V.2 Análisis y diseño estructural de la cimentación.....	82
Zapatas Corridas Bajo Muro.....	82
Zapatas Aisladas Bajo Columnas.....	89
CAPITULO VI	
VI. Planos: Arquitectónico y Estructurales.....	98
CONCLUSIONES.....	107
GLOSARIO.....	108
BIBLIOGRAFÍA.....	110





INTRODUCCIÓN

A lo largo de la existencia del hombre, éste aprendió por necesidad propia a diseñar y elaborar de forma empírica estructuras que le sirvieron como protección y supervivencia, contra los efectos de los fenómenos naturales y los animales peligrosos.

Hoy en día el hombre cuenta con técnicas y herramientas para poder desarrollar construcciones casi de cualquier tipo en base a las necesidades que el propio ser humano va teniendo y de acuerdo a la tecnología y el desarrollo del lugar en donde éste se desenvuelve.

Una de las prioridades del hombre es construir el lugar en donde pasa la mayor parte del tiempo, su hogar que tiene que ser un espacio resguardado, adecuado como morada para el ser humano. Tanto si se trata de una humilde choza o de una mansión sofisticada, y al margen de su interés arquitectónico, la vivienda siempre debe ofrecer un refugio seguro ya que es el centro de su vida cotidiana.

Las características concretas de una casa dependen del clima, del terreno, de los materiales disponibles, de las técnicas constructivas y de numerosos factores simbólicos como la clase social o los recursos económicos de sus propietarios. Las casas se pueden construir por encima o por debajo del nivel de suelo, aunque la mayoría de las viviendas modernas están emplazadas en un nivel superior al del terreno, en ocasiones con sótanos, especialmente en los climas fríos. Los materiales más utilizados son la propia tierra, madera, ladrillos, piedra, y cada vez en mayor medida hierro (acero estructural y de refuerzo) y concreto armado, sobre todo en las áreas urbanas. La mayoría de las veces se combinan entre sí, aunque la elección depende tanto del proyecto Arquitectónico como Estructural, de los gustos del cliente y, sobre todo, del precio de los materiales o de la facilidad de su puesta en obra.





OBJETIVO

El objetivo principal de este trabajo es realizar el análisis y diseño estructural de la Casa-Habitación de la “Familia Arroyo Calderón”, de tal manera que nos permita garantizar que ésta soportará las cargas a las que va estar sujeta en las diferentes etapas de su vida útil sin sufrir daño alguno. Lo anterior se pretende lograr con el respaldo del Reglamento de Construcción de Distrito Federal (RCDF) y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC) del año 2001, para que exista un buen comportamiento por parte de la estructura en condiciones normales del funcionamiento y cumpla con los niveles de seguridad que especifican estas normas.





CAPÍTULO I

I.- DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA, ESTRUCTURAL Y PLANOS DEL PROYECTO.

I.1.- Descripción Arquitectónica del Proyecto.

El proyecto arquitectónico que a continuación se describe es una Casa-Habitación que tendrá su ubicación en la Colonia Mariano Escobedo, Calle Manuel Ocaranza s/n, Lote 02, Manzana 32, el terreno mide y colinda: al Noreste 20m con lote 19, al Sureste 10m con calle Manuel Ocaranza, al Suroeste 20m con lote 24, al Noroeste 10m con lote 20, con una superficie de 200.0m² (10m x 20m), siendo una superficie semiplana y subyaciendo un estrato rocoso de cantera; en el municipio y distrito de Morelia.

Las plantas están distribuidas de la siguiente manera:

Planta Baja:

- ▲ Cochera para dos autos.
- ▲ Jardín.
- ▲ Recibidor-Terraza.
- ▲ ½ baño.
- ▲ Sala.
- ▲ Comedor.
- ▲ Cocina.
- ▲ Patio de Servicio.

Planta Alta:

- ▲ Recamara principal con baño.
- ▲ Recamara 1 con terraza.
- ▲ Recamara 2.
- ▲ Baño.
- ▲ Vestíbulo
- ▲ Estancia para PC.

En planta de azotea se tienen pendientes del 2% para el desalojo de aguas pluviales.





I.2.- Propuesta Estructural del Proyecto.

La Propuesta Estructural del Proyecto tiene como objetivo proporcionar soluciones que conlleven a un buen comportamiento de la estructura en condiciones normales de funcionamiento, con una seguridad adecuada contra la posibilidad de que ocurra una falla.

La propuesta estructural es:

Cimentación superficial a base de zapatas corridas bajo muro y zapatas aisladas en columnas; columnas y zapatas de concreto reforzado; muros de mampostería de tabique de barro rojo recocido, unidos con una mezcla de mortero-cemento-arena y confinados con dalas y castillos de concreto reforzado, losas planas macizas de concreto reforzado.

Descripción Estructural del Proyecto.

Para este proyecto se determinó emplear un sistema de piso de loza maciza en dos direcciones, apoyada sobre muros de carga, traveses y columnas, a base de cimentación corrida bajo muro y zapatas aisladas en columnas.

- ▲ El concreto tendrá una resistencia variable de acuerdo al elemento que se elabore con éste, así tendremos que para:
 1. Losas, traveses y columnas, un $f'c=250\text{kg/cm}^2$;
 2. Cimentación corrida y zapatas aisladas, el $f'c= 250\text{kg/cm}^2$;
 3. Dalas y castillos, $f'c= 150 \text{ kg/cm}^2$; y
 4. Peso volumétrico del concreto = 2400 kg/m^3
 5. Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$





CAPÍTULO II

II.- DISEÑO DE LOSAS.

II.1 Descripción y análisis de cargas.

Las losas son elementos estructurales bidimensionales, en los que una dimensión es pequeña comparada con las otras dos. Las cargas que actúan sobre las losas son prácticamente verticales, por lo que su comportamiento está dominado por la flexión.

Las losas pueden estar soportadas perimetral e interiormente por vigas monolíticas de mayor peralte, por vigas de otros materiales independientes o integradas a la losa; o soportadas por muros de concreto, mampostería o de otros materiales, en cuyo caso se les llama “Losas perimetralmente apoyadas”; también pueden apoyarse directamente sobre columnas, llamándoseles “Losas apoyadas sobre Columnas o Losas Planas”.

Las cargas o acciones que actúan sobre las losas se pueden clasificar en tres tipos:

1. *Acciones permanentes (cargas muertas).*

Son aquellas que actúan en la estructura en forma continua y cuya intensidad se puede considerar no variante con respecto al tiempo. Dentro de estas acciones se encuentran las cargas muertas, que son originadas al peso propio de la construcción, que es la estructura misma y los elementos no estructurales como son muros divisorios, pisos, recubrimientos, muros de fachada, instalaciones, etc.; empujes estáticos ya sea de tierras, líquidos o granos que tengan un carácter permanente, es decir todos aquellos elementos que conservan una posición fija en la construcción.

2. *Acciones variables (cargas vivas).*

Es la carga que actúa sobre la estructura con una intensidad variable con respecto al tiempo, pero que alcanza valores significativos durante grandes periodos. Se originan por el funcionamiento de la estructura y que no tienen carácter permanente, como pueden ser: las personas, el mobiliario y el equipo, los cambios de temperatura, etc.

3. *Acciones o cargas accidentales.*

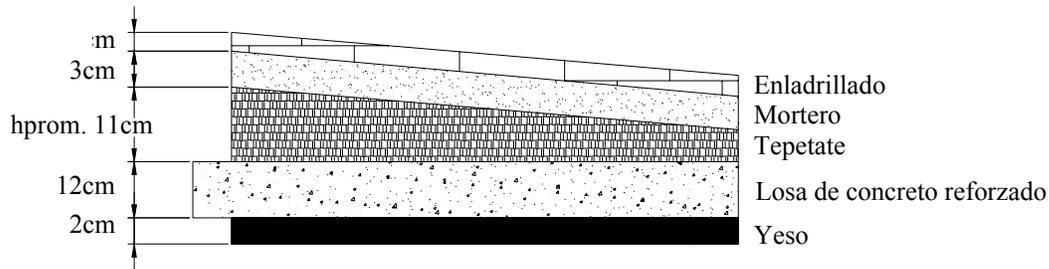
Son aquellas causadas por el ambiente en que se encuentra la estructura. Por lo que se refiere a los edificios, ellas son causadas por lluvia, nieve, viento, el oleaje, las explosiones y sismo. Estrictamente hablando, éstas también son cargas vivas, pero son el resultado del ambiente en que se localiza la estructura.



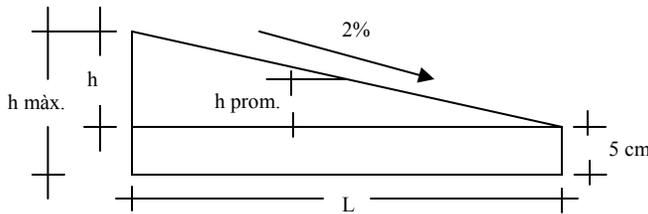
ANÁLISIS DE CARGAS

LOSA DE AZOTEA

Para el análisis, se propone un espesor de losa igual a $H=12\text{cm}$, con un recubrimiento de 2cm, dando un peralte efectivo igual a $d=10\text{cm}$; la cual tendrá una pendiente del 2% (esta se da con un relleno de tepetate), para encausar las aguas pluviales a las bajadas.



▲ Espesor del relleno.



$$h = L (2\%)$$

$$h \text{ máx.} = h + 5\text{cm}$$

$$h \text{ prom.} = \frac{h \text{ máx.} + 5\text{cm}}{2} = \frac{L (2\%) + 5\text{cm} + 5\text{cm}}{2}$$

$$h \text{ prom.} = \frac{L (2\%)}{2} + 5\text{cm}$$

$$L = 5.51\text{m} = 551\text{cm}$$

$$h \text{ prom.} = \frac{(551\text{cm})(0.02)}{2} + 5\text{cm}$$

$$h \text{ prom.} = 10.51\text{cm}; \text{ para la práctica se considera, } h \text{ prom.} = 11.0\text{cm}$$

MATERIAL	Espesor (m)	Peso Vol. (ton/m ³)	Peso Total (Ton/m ²)
Enladrillado	0,02	1,50	0,03
Mortero	0,03	2,10	0,063
Relleno Tepetate	0,11	1,30	0,143
Losa	0,12	2,40	0,288
Yeso	0,02	1,50	0,03
C.M. =			0,554

▲ Cargas de Servicio.

a) Cargas Permanentes.

$$\begin{aligned} \text{C.M.} &= 0.554 \text{ ton/m}^2 \\ \text{C. Adic.} &= 0.040 \text{ ton/m}^2 \text{ (reglamento)} \\ \text{C.V.} &= \underline{0.100 \text{ ton/m}^2} \\ \mathbf{W} &= \mathbf{0.694 \text{ ton/m}^2} \end{aligned}$$

b) Cargas Permanentes más Accidentales.

$$\begin{aligned} \text{C.M.} &= 0.554 \text{ ton/m}^2 \\ \text{C. Adic.} &= 0.040 \text{ ton/m}^2 \text{ (reglamento)} \\ \text{C.V.} &= \underline{0.070 \text{ ton/m}^2} \\ \mathbf{W} &= \mathbf{0.664 \text{ ton/m}^2} \end{aligned}$$

🚦 PESO DEL TINACO

Se considerará un depósito de agua de abastecimiento (tinaco).

Se cuenta con un tinaco marca “Rotoplas”, cuyo peso propio es de 27kg y capacidad de almacenar agua de 1,100lts. Está instalado sobre una base que se conforma de dos muros de tabique rojo recocido de 7*14*28cm, pegados con mortero y encima de estos, una losa de concreto reforzado con un espesor de 10cm.

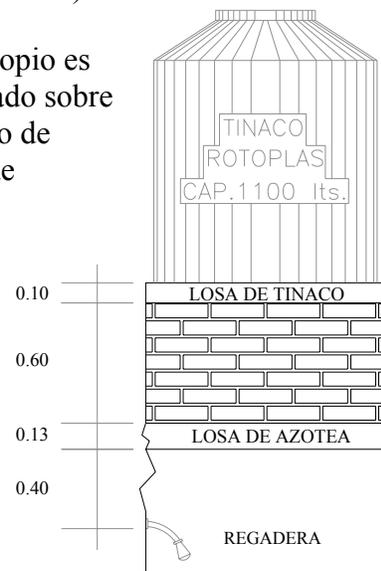
Peso propio del tinaco = 0.027 ton

Peso del agua = 1.10 ton

W losa del tinaco = $(1.2\text{m} \times 1.2\text{m} \times 0.1\text{m} \times 2.4\text{t/m}^3) = 0.346 \text{ ton}$

W muros del tinaco = $(1.2\text{m} \times 0.6\text{m} \times 0.180\text{t/m}^2) \times 2 = 0.259 \text{ ton}$

W total tinaco = 1.732 ton



▲ Distribución del peso del tinaco sobre el tablero “VII”.

$$W \text{ tinaco} = \frac{W \text{ total tinaco}}{\text{Área del tablero "VII"}}$$

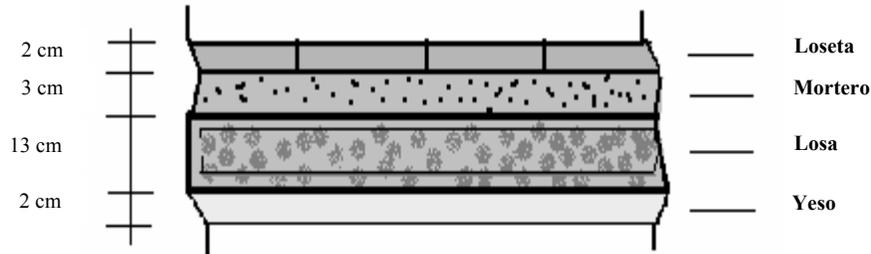
$$W \text{ tinaco} = \frac{1.732 \text{ ton}}{4.040 \text{ m}^2} = 0.429 \text{ ton/m}^2$$

$$W \text{ tablero "VII"} = 0.694 \text{ ton/m}^2 + 0.429 \text{ ton/m}^2$$

$$\mathbf{W \text{ tablero "VII"} = 1.123 \text{ ton/m}^2}$$

LOSAS DE ENTREPISO

Para el análisis, se propone un espesor de losa igual a $H=12\text{cm}$, con un recubrimiento de 2cm, dando un peralte efectivo igual a $d=10\text{cm}$.



MATERIAL	Espesor (m)	Peso Vol. (ton/m3)	Peso Total (Ton/m2)
Loseta	0,02	-	0,035
Mortero	0,03	2,10	0,063
Losa	0,12	2,40	0,288
Yeso	0,02	1,50	0,030
C.M. =			0,416

a) Cargas Permanentes.

$$\begin{aligned} \text{C.M.} &= 0.416 \text{ ton/m}^2 \\ \text{C. Adic.} &= 0.040 \text{ ton/m}^2 \text{ (reglamento)} \\ \text{C.V.} &= \underline{0.170 \text{ ton/m}^2} \\ \mathbf{W} &= \mathbf{0.626 \text{ ton/m}^2} \end{aligned}$$

b) Cargas Permanentes más Accidentales.

$$\begin{aligned} \text{C.M.} &= 0.416 \text{ ton/m}^2 \\ \text{C. Adic.} &= 0.040 \text{ ton/m}^2 \text{ (reglamento)} \\ \text{C.V.} &= \underline{0.090 \text{ ton/m}^2} \\ \mathbf{W} &= \mathbf{0.546 \text{ ton/m}^2} \end{aligned}$$

II.2.- Análisis y diseño estructural de las losas.

La aplicación de cargas a una estructura produce fuerzas y deformaciones en ella. Determinar estas fuerzas y deformaciones se llama *Análisis Estructural*.

El *diseño estructural* incluye la disposición y el dimensionamiento de las estructuras y de sus partes, de manera que las mismas soporten en forma satisfactoria las cargas colocadas sobre ellas. En particular, el diseño estructural implica lo siguiente: la disposición general de las estructuras; en el estudio de los posibles tipos o formas estructurales que representen soluciones factibles; la consideración de las condiciones de carga; el análisis y el diseño preliminares de las soluciones posibles; la selección de una solución y el diseño estructural final de la estructura; incluyendo la preparación de planos.



🚦 DISEÑO DE LA LOSA DE AZOTEA.

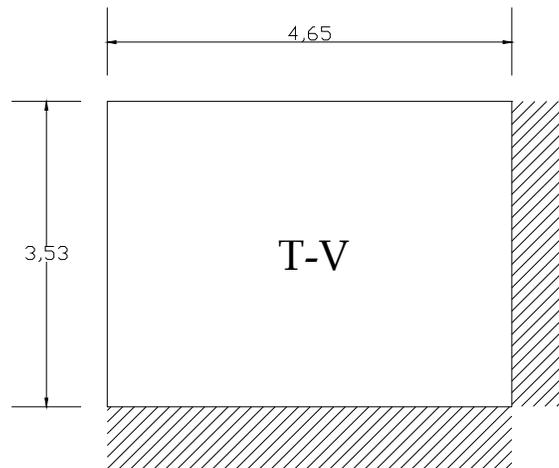
1).- Revisión del peralte mínimo. (NTC-concreto, sección 6.3.3.5)

Para concreto clase 1.

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

$$d_{\min.} = \frac{\text{Perímetro} (0.032 \sqrt[4]{f_s * w})}{250}$$

Para la revisión del peralte mínimo, este análisis se le realiza al tablero más desfavorable y para este caso fue el Tablero – V.



Para obtener el perímetro en los bordes discontinuos, este se incrementara en un 25% si la losa esta colada monolíticamente con sus apoyos y 50% si no esta colada monolíticamente con sus apoyos. **En este caso se propone no monolítica.**

$$\text{Perímetro} = 353 + 465 + ((353 + 465) * 1.5) = 2,045.0 \text{ cm}$$

$$f_s = 0.6f_y = 0.6 * 4200 = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$W = 0.694 \text{ ton/m}^2 = 694 \text{ kg/m}^2$$

$$d_{\min.} = \frac{2,045}{250} (0.032 \sqrt[4]{2520 * 694}) = 9.52 \text{ cm}$$

$$d_{\min.} = 10.0 \text{ cm}$$

$$H_{\min.} = d_{\min.} + \text{recubrimiento} = 10.0 + 2.0$$

$$H_{\min.} = 12.0 \text{ cm}$$

Como el espesor propuesto *es igual* al espesor mínimo, *se acepta*.





II.2.1).- Cálculo de los factores de distribución de carga (Tabla No. 3 de ACI).

Para el diseño de la losa se utilizará el Método de Igualación de Flechas.

✓ **Cálculo de los factores de Distribución (w_a y w_b).**

TABLERO I		
Valor de m =	0,96	
$W_a =$	0,54	
$W_b =$	0,46	
CASO 4		
TABLERO II		
Valor de m =	0,97	
$W_a =$	0,36	
$W_b =$	0,64	
CASO 8		
TABLERO III		
Valor de m =	0,45	
$W_a =$	1	
$W_b =$	0	
TABLERO IV		
Valor de m =	0,41	
$W_a =$	1	
$W_b =$	0	
TABLERO V		
Valor de m =	0,76	
$W_a =$	0,75	
$W_b =$	0,25	
CASO 4		
TABLERO VI		
Valor de m =	0,76	
$W_a =$	0,85	
$W_b =$	0,15	
CASO 9		
TABLERO VII		
Valor de m =	0,42	
$W_a =$	1	
$W_b =$	0	
TABLERO VIII		
Valor de m =	0,76	
$W_a =$	0,75	
$W_b =$	0,25	
CASO 4		





Resumen de W(Pesos) en tableros de Azotea

No. de Tablero	Peso	Unidades
I,II,III,IV,V,VI y VIII	0,694	Ton/m ²
VII	1,123	Ton/m ²

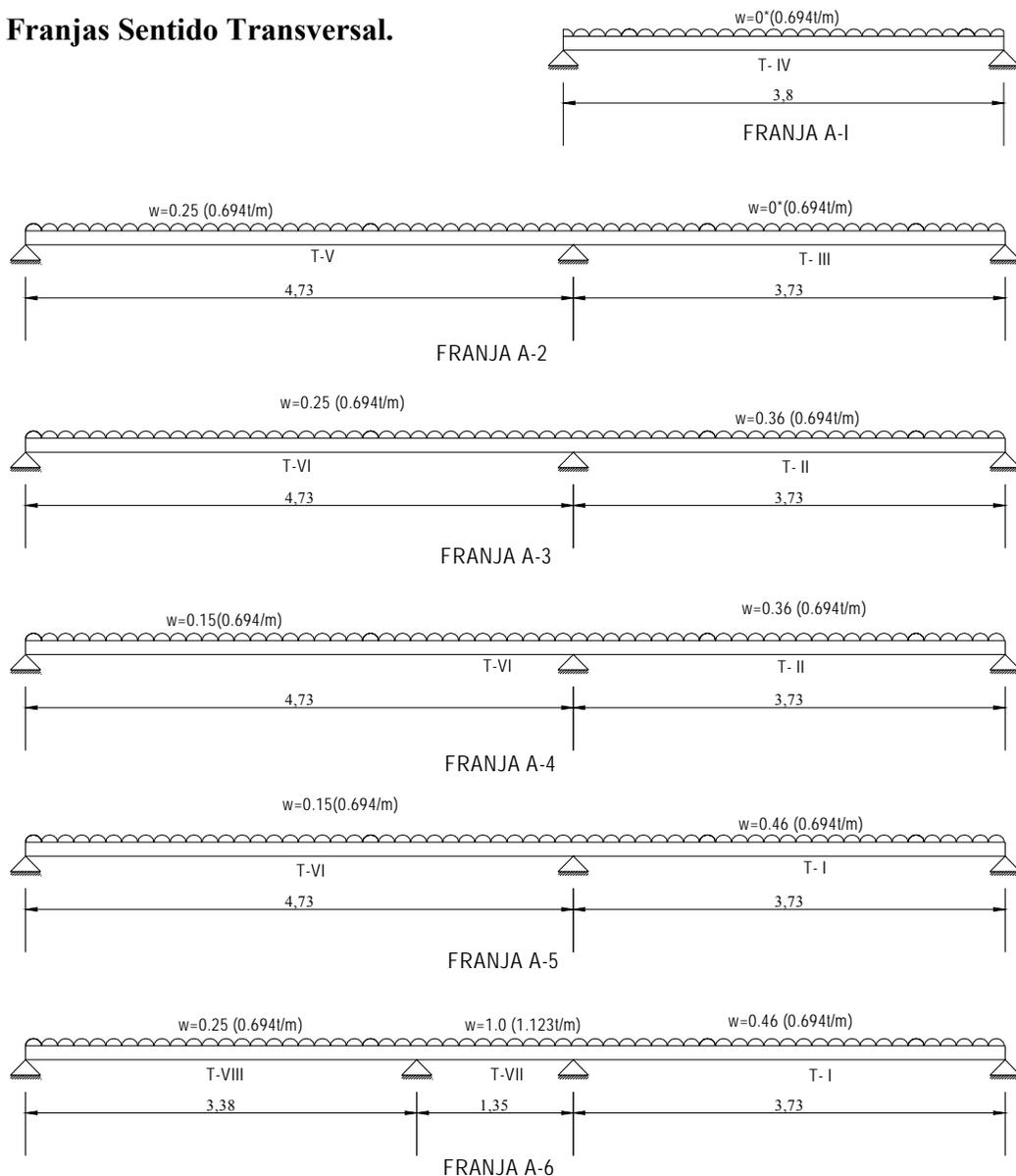
✓ **Trazo de Franjas.**

Análisis para las franjas.

Consiste en analizar cada franja considerándola como una **“viga continua”**, cuyos apoyos son los muros o trabes y su carga es la fracción correspondiente a cada tablero en la dirección de la franja.

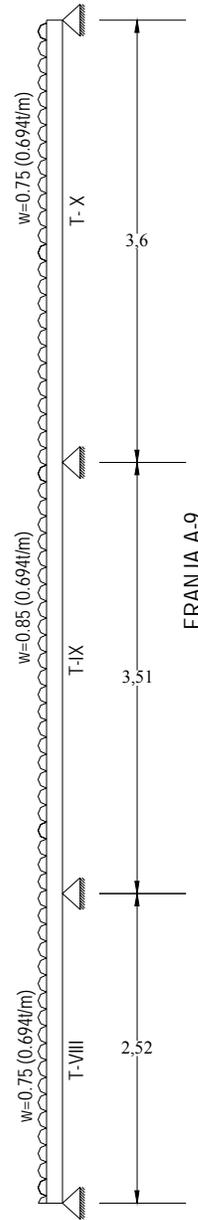
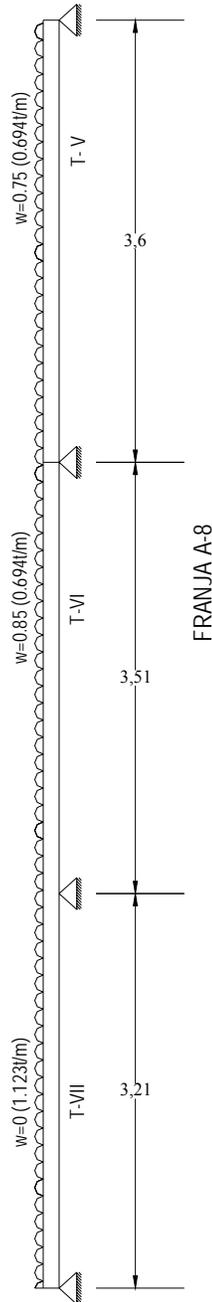
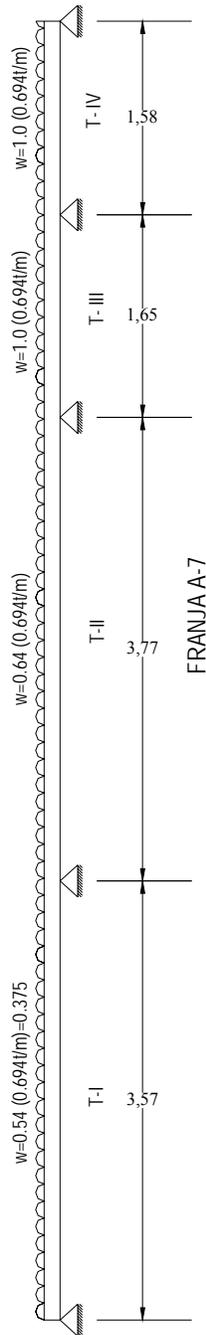
Los apoyos intermedios se consideran articulados y los extremos se consideran empotrados, si la losa es monolítica con sus apoyos y articulados si no es monolítica.

Franjas Sentido Transversal.





Franjas Sentido Longitudinal.





II.2.2).- Cálculo de los Cortantes (V) y Momentos (M), para el diseño de la losa.

Una fase importante de la *Ingeniería Estructural* es la comprensión de los diagramas de *fuerza cortante* y de *momento flexionante*, así como la elaboración de éstos. Quizá no exista ningún otro punto en el cual un estudio cuidadoso rinda más frutos en el conocimiento de una estructura que el relacionado con estos diagramas, cuya utilidad es inapreciable, pues de ellos se pueden obtener directamente los valores de *fuerza cortante* y de *momento flexionante* en cualquier punto de la viga.

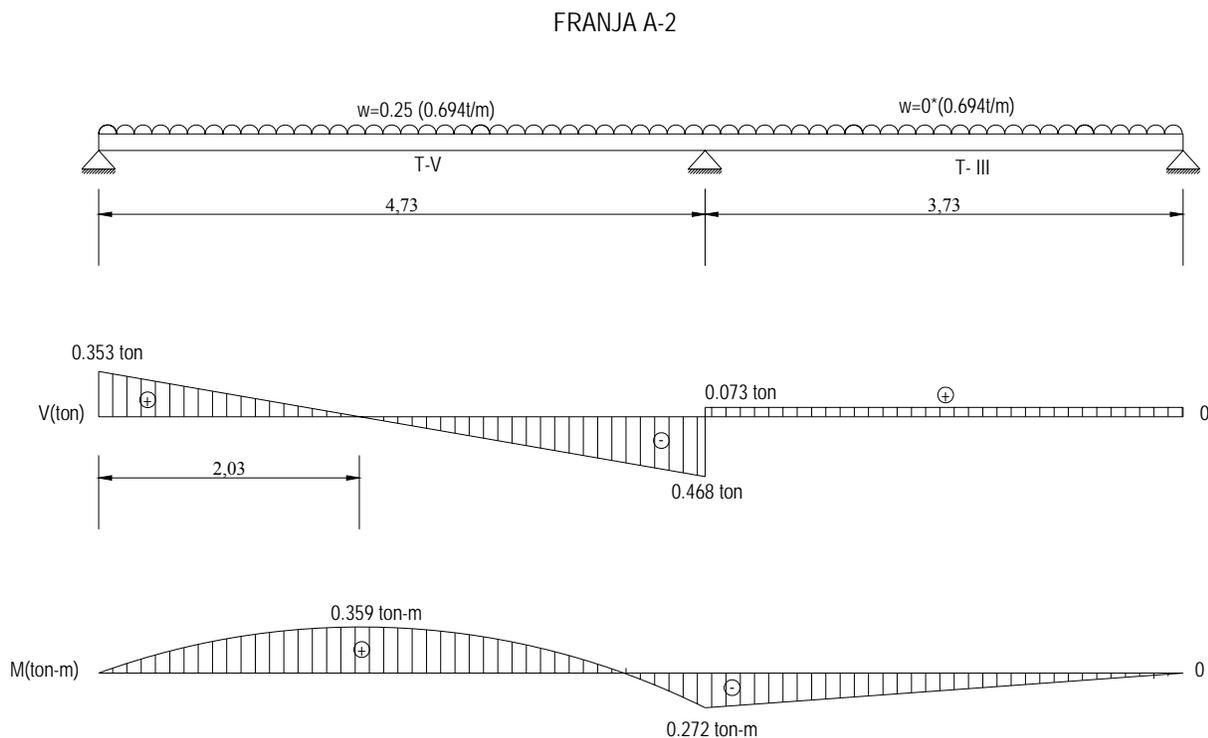
Para examinar las condiciones internas de una estructura es preciso considerar y estudiar un cuerpo libre en que se ponga de manifiesto las fuerzas que deben estar presentes para que ese cuerpo permanezca en equilibrio.

De las vigas mostradas anteriormente, se hizo el análisis de fuerzas cortantes y momentos flexionantes para cada una de ellas, mediante el programa "Colibrí". Con el objetivo de tomar en cuenta los cortantes y momentos máximos para diseñar el armado de la losa y hacer la revisión por cortante.

A continuación se presentan los diagramas de cortante (V) y momento (M) de dos vigas, y a manera de ejemplo su cálculo, una en sentido transversal y sentido longitudinal respectivamente. Al final de estas un resumen de los armados.

▲ *Sentido Transversal. Franja A.2, Viga B-F (entre eje 3 y 6).*

Para el caso de esta viga se presentan tanto el **Momento Máximo Positivo (+)** como el **Momento Máximo Negativo (-)** y con los valores obtenidos se hará el diseño por flexión.

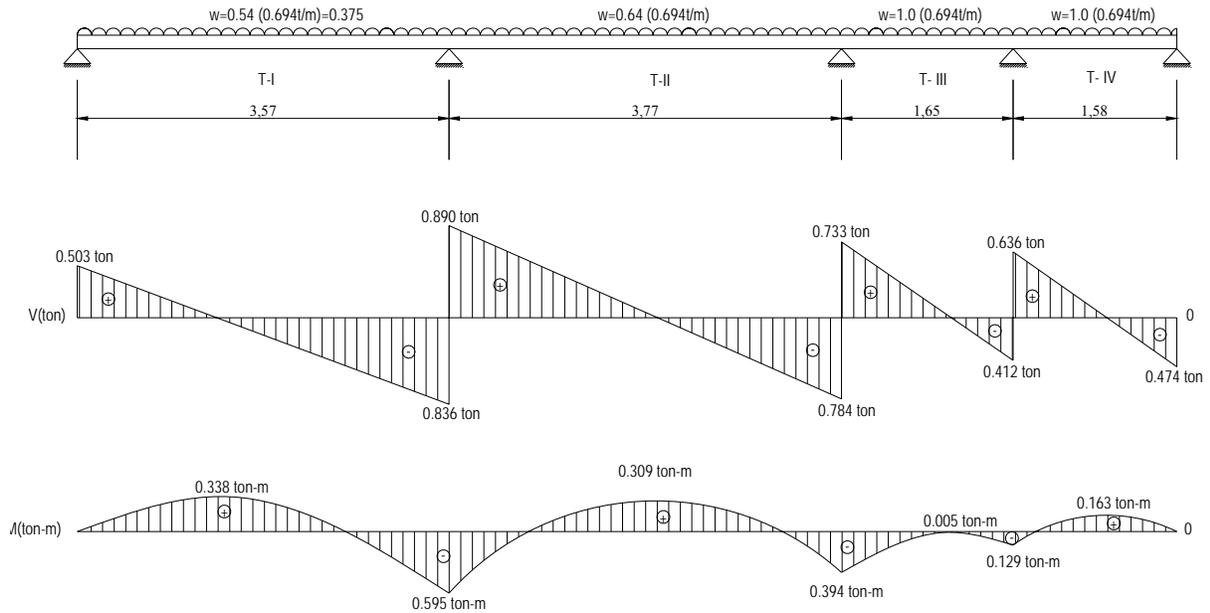




▲ **Sentido Longitudinal. Franja A-7, Viga 2-9 (entre ejes E y F).**

Para el caso de esta viga se presentan tanto el **Momento Máximo Positivo (+)** como el **Momento Máximo Negativo (-)** y con los valores obtenidos se hará el diseño por flexión.

FRANJA A-7





II.2.3).- Diseño por flexión.

Con los momentos últimos obtenidos en el inciso anterior, se calcula el área de acero y la separación de las varillas que habrán de cubrirla, cumpliendo con la NTC que marca el reglamento de Distrito Federal.

▲ *Sentido Transversal. Viga B-F (entre eje 3 y 6).*

Momento Positivo (+)

FRANJA A-2			
Datos:			
$f'c =$	250 kg/cm ²	$b =$	100 cm
$f^*c =$	200 kg/cm ²	$d =$	10 cm
$f''c =$	170 kg/cm ²	Mmax.(+) =	0,359 Ton-m
$f_y =$	4200 kg/cm ²	$F_c =$	1,4
$\beta_1 =$	0,85	$\mu =$	0,503 Ton-m
		$FR =$	0,9
Acero Requerido			
$\rho = 0,0014$			
$\rho_{min.} = 0,0026$			
$\rho_{max.} = 0,0202$			
Se usará el Acero mín.			
Area de Acero Requerido			
$A_s =$	2,64 cm ²		
Acero por Temperatura			
$a_{st} =$	0,0143 cm ² /cm		
$a_{st} =$	1,43 cm²		
Se usará A_s para el area de Acero			
Separación entre varillas (S)			
Proponiendo varillas #	=	3	
	$a_o =$	0,71	cm ²
S =	26,9 cm		
Comparando S con $S_{mín.}$ y $S_{máx.}$			
$S_{mín.} =$	6 cm		
$S_{máx.} =$	35 cm		
S real =	27 cm		

Se usara varilla del # 3 @ 27cm c. a c.



**Momento Negativo (-)****FRANJA A-2**

Datos:

$f'_c =$	250 kg/cm ²	$b =$	100 cm
$f'_c =$	200 kg/cm ²	$d =$	10 cm
$f'_c =$	170 kg/cm ²	Mmax.(-) =	0,272 Ton-m
$f_y =$	4200 kg/cm ²	$F_c =$	1,4
$\beta_1 =$	0,85	$\mu_u =$	0,381 Ton-m
		$FR =$	0,9

Acero Requerido

$$\rho = 0,0010$$

$$\rho_{\min.} = 0,0026$$

$$\rho_{\max.} = 0,0202$$

Se usará el Acero mín.**Area de Acero Requerido**

$$A_s = 2,64 \text{ cm}^2$$

Acero por Temperatura

$$a_{st} = 0,0143 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$a_{st} = 1,43 \text{ cm}^2$$

Se usará A_s para el area de Acero**Separación entre varillas (S)**

Proponiendo varillas # = 3

$$a_o = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$S = 26,9 \text{ cm}$$

Comparando S con $S_{\min.}$ y $S_{\max.}$

$$S_{\min.} = 6 \text{ cm}$$

$$S_{\max.} = 35 \text{ cm}$$

$$S_{\text{real}} = 27 \text{ cm}$$

Se usara varilla del # 3 @ 27cm c. a c.

▲ *Sentido Longitudinal. Viga 2-9 (entre ejes E y F).***Momento Positivo (+)****FRANJA A-7**

Datos:

$f'_c =$	250 kg/cm ²	$b =$	100 cm
$f^*_c =$	200 kg/cm ²	$d =$	10 cm
$f^*_c =$	170 kg/cm ²	Mmax.(+) =	0,338 Ton-m
$f_y =$	4200 kg/cm ²	$F_c =$	1,4
$\beta_1 =$	0,85	$\mu_u =$	0,473
		$FR =$	0,9

Acero Requerido

$$\rho = 0,0013$$

$$\rho_{min.} = 0,0026$$

$$\rho_{max.} = 0,0202$$

Se usará el Acero mín.**Area de Acero Requerido**

$$A_s = 2,64 \text{ cm}^2$$

Acero por Temperatura

$$a_{st} = 0,0143 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$a_{st} = 1,43 \text{ cm}^2$$

Se usará A_s para el area de Acero**Separación entre varillas (S)**

Proponiendo varillas # = 3

$$a_o = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$S = 26,94 \text{ cm}$$

Comparando S con $S_{mín.}$ y $S_{máx.}$

$$S_{mín.} = 6 \text{ cm}$$

$$S_{máx.} = 35 \text{ cm}$$

$$S_{real} = 27 \text{ cm}$$

Se usara varilla del # 3 @ 27cm c. a c.

**Momento Negativo (-)****FRANJA A-7**

Datos:

$f'_c =$	250 kg/cm ²	$b =$	100 cm
$f'_c =$	200 kg/cm ²	$d =$	10 cm
$f'_c =$	170 kg/cm ²	Mmax.(-) =	0,595 Ton-m
$f_y =$	4200 kg/cm ²	$F_c =$	1,4
$\beta_1 =$	0,85	$\mu_u =$	0,833
		$FR =$	0,9

Acero Requerido

$$\rho = 0,0023$$

$$\rho_{\min.} = 0,0026$$

$$\rho_{\max.} = 0,0202$$

Se usará el Acero mín.

Area de Acero Requerido

$$A_s = 2,64 \text{ cm}^2$$

Acero por Temperatura

$$a_{st} = 0,0143 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$a_{st} = 1,43 \text{ cm}^2$$

Se usará A_s para el area de Acero**Separación entre varillas (S)**

Proponiendo varillas # = 3

$$a_o = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$S = 26,94 \text{ cm}$$

Comparando S con $S_{\min.}$ y $S_{\max.}$

$$S_{\min.} = 6 \text{ cm}$$

$$S_{\max.} = 35 \text{ cm}$$

$$S_{\text{real}} = 27 \text{ cm}$$

Se usara varilla del # 3 @ 27cm c. a c.





II.2.4).- Revisión por Cortante.

Los esfuerzos nominales correspondientes a la resistencia de una losa, son, en general, mayores que para una viga, debido principalmente al efecto del ancho del elemento y a que el concreto al rededor de la superficie cargada está sujeto a compresiones normales en dos direcciones, que proporcionan un cierto confinamiento lateral, es por esto que solo se revisará por cortante.

Se deberá realizar la revisión por cortante a la viga más desfavorable de la siguiente manera como lo marca las NTC del RCDF.

$$V_{CR} = 0.5 F_R \sqrt{f_c^*} \geq V_u = 1.4 * V$$

FRANJA A-6

Datos:

f_c =	250 kg/cm ²
f_c^* =	200 kg/cm ²
b =	100 cm
d =	9 cm
F_R =	0,8 reglamento
F_c =	1,4 reglamento
V =	0,977 ton

V_{CR} =	5091,17 kg
V_u =	1367,80 kg

Como $V_{CR} > V_u$, Se acepta la Sección

Resumen de Armados para ambos sentidos en losa de Azotea:

Viga	Tableros	Armados para:	
		Momento (+)	Momento (-)

SENTIDO TRANSVERSAL		cm	cm
A - 1	IV	27	27
A - 2	III y V	27	27
A - 3	II y V	27	27
A - 4	II y VI	27	27
A - 5	I y VI	27	27
A - 6	I, VII y VIII	27	27

SENTIDO LONGITUDINAL		cm	cm
A - 7	I, II, III y IV	27	27
A - 8	V, VI y VII	27	23
A - 9	V, VI y VIII	27	24

Para homogeneizar el armado y por practicidad, se realizará con varilla del # 3 @ 25cm c. a c.



🚦 DISEÑO DE LA LOSA DE ENTREPISO.

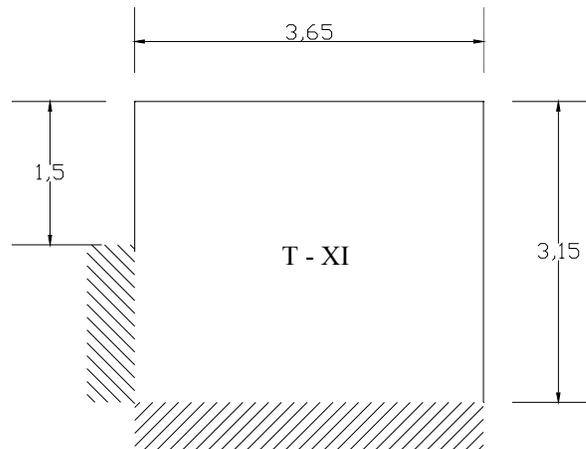
1).- Revisión del peralte mínimo.

Para concreto clase 1.

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

$$d_{\min.} = \frac{\text{Perímetro} (0.032 \sqrt[4]{f_s * w})}{250} \quad (\text{NTC-concreto, sección 6.3.3.5})$$

Para la revisión del peralte mínimo, este análisis se le realiza al tablero más desfavorable y para este caso fue el Tablero – XI.



Para obtener el perímetro en los bordes discontinuos, este se incrementara en un 25% si la losa esta colada monolíticamente con sus apoyos y 50% si no esta colada monolíticamente con sus apoyos. **En este caso se propone no monolítica.**

$$\text{Perímetro} = 365 + 165 + ((365 + 315 + 165) * 1.5) = 1,775 \text{ cm}$$

$$f_s = 0.6f_y = 0.6 * 4200 = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$W = 1.694 \text{ ton/m}^2 = 1,679 \text{ kg/m}^2$$

$$d_{\min.} = \frac{1,775}{250} (0.032 \sqrt[4]{2520 * 1,679}) = 10.3 \text{ cm}$$

$$d_{\min.} = 10.0 \text{ cm}$$

$$H_{\min.} = d_{\min.} + \text{recubrimiento} = 10.0 + 2.0$$

$$H_{\min.} = 12.0 \text{ cm}$$

Como el espesor propuesto **es mayor** al espesor mínimo, **se acepta**.



II.2.5).- Cálculo de los factores de distribución de carga (Tabla No. 3 de ACI).

Para el diseño de la losa se utilizará el Método de Igualación de Flechas.

✓ **Cálculo de los factores de Distribución (w_a y w_b).**

TABLERO IX Valor de m = 0,98 $W_a = 0,33$ $W_b = 0,67$ Caso 7	
TABLERO X Valor de m = 0,36 $W_a = 1$ $W_b = 0$	
TABLERO XI Valor de m = 0,86 $W_a = 0,66$ $W_b = 0,34$ Caso 4	
TABLERO XII Valor de m = 0,12 $W_a = 1$ $W_b = 0$	
TABLERO XIII Valor de m = 1,00 $W_a = 0,5$ $W_b = 0,5$ Caso 2	
TABLERO XIV Valor de m = 0,58 $W_a = 0,90$ $W_b = 0,10$ Caso 2	
TABLERO XV Valor de m = 0,42 $W_a = 1$ $W_b = 0$	
TABLERO XVI Valor de m = 0,75 $W_a = 0,76$ $W_b = 0,24$ Caso 4	
TABLERO XVII Valor de m = 0,24 $W_a = 1$ $W_b = 0$	
TABLERO XVIII Valor de m = 0,14 $W_a = 1$ $W_b = 0$	





Resumen de W(Pesos) en tableros de Entrepiso

No. de Tablero	Peso	Unidades
Tablero IX	0,700	ton/m2
Tablero X	0,626	ton/m2
Tablero XI	1,679	ton/m2
Tablero XII	2,299	ton/m2
Tablero XIII	1,115	ton/m2
Tablero XIV	0,816	ton/m2
Tablero XV	0,887	ton/m2
Tablero XVI	0,626	ton/m2
Tablero XVII	3,002	ton/m2
Tablero XVIII	5,506	ton/m2
Tablero XIX	0,626	ton/m2
Tablero XX	0,626	ton/m2

✓ **Trazo de Franjas.**

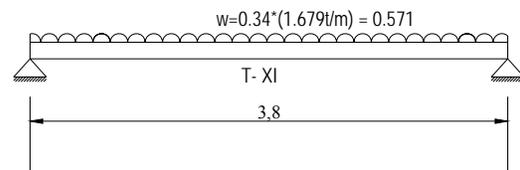
Análisis para las franjas.

Consiste en analizar cada franja considerándola como una **“viga continua”**, cuyos apoyos son los muros o trabes y su carga es la fracción correspondiente a cada tablero en la dirección de la franja.

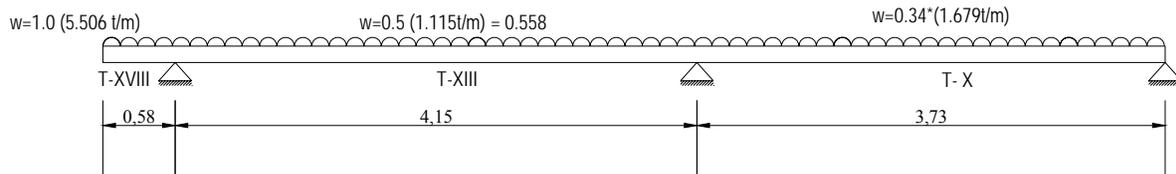
Los apoyos intermedios se consideran articulados y los extremos se consideran empotrados, si la losa es monolítica con sus apoyos y articulados si no es monolítica.

Franjas Sentido Transversal.

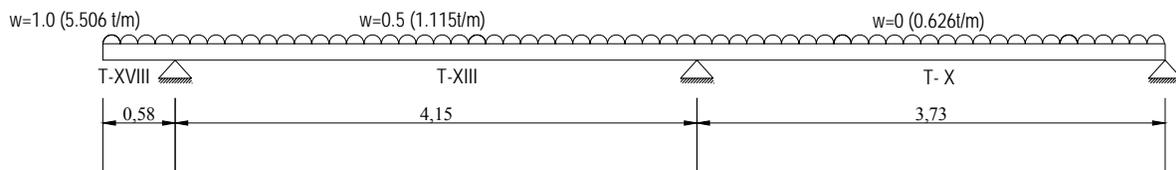
FRANJA B-1



FRANJA B-2

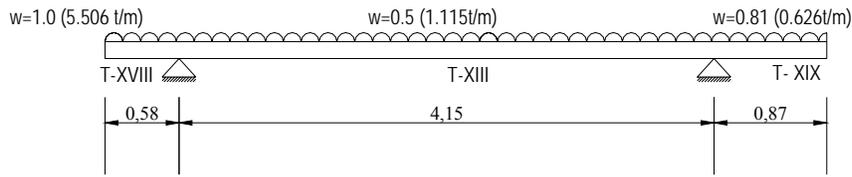


FRANJA B-3

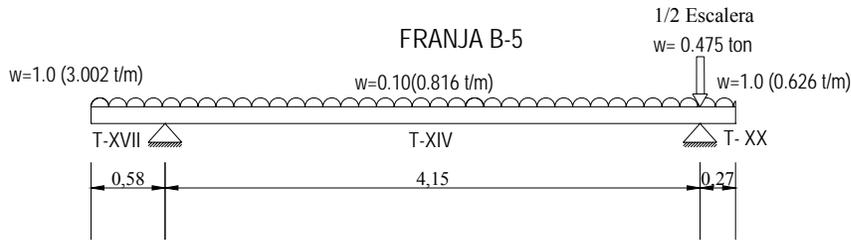




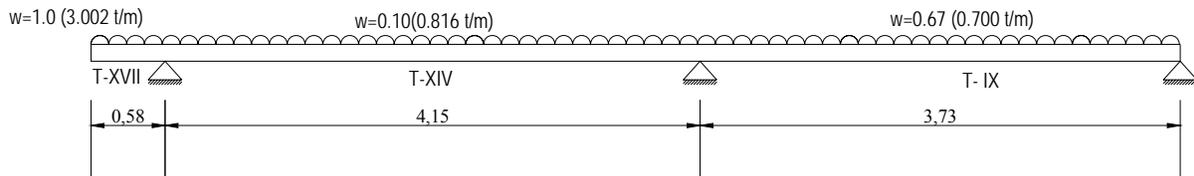
FRANJA B-4



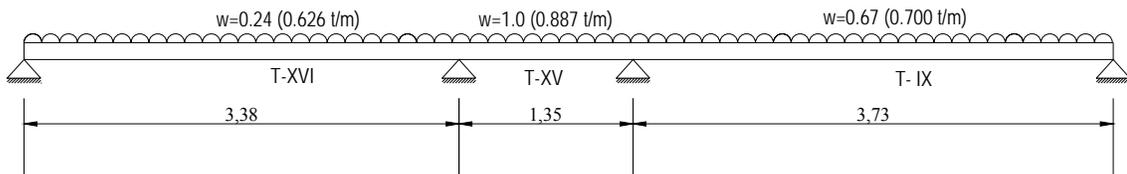
FRANJA B-5



FRANJA B-6

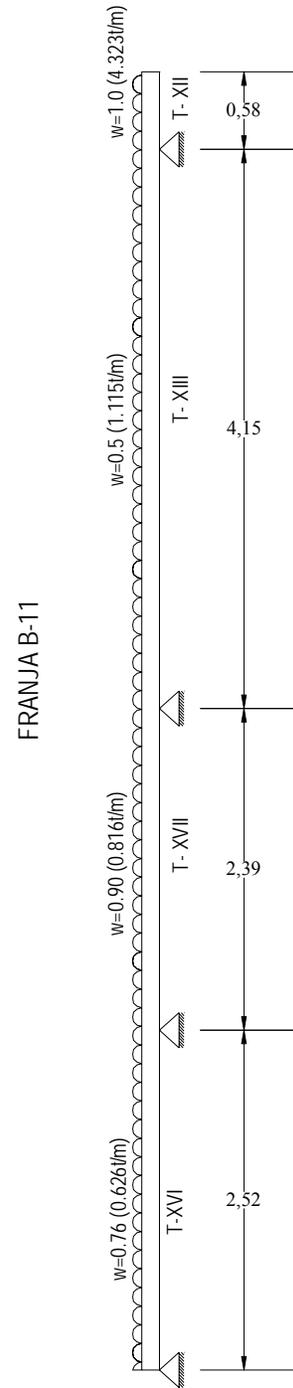
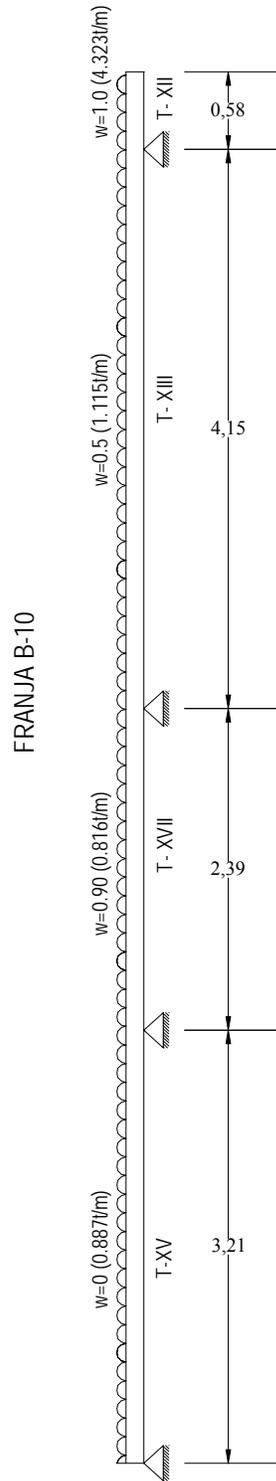
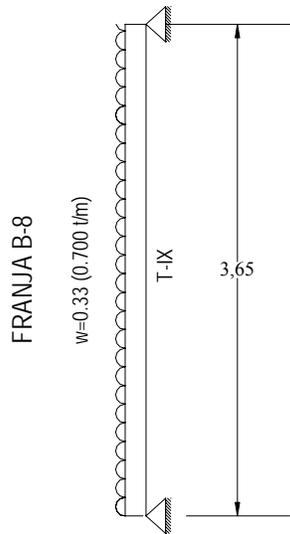
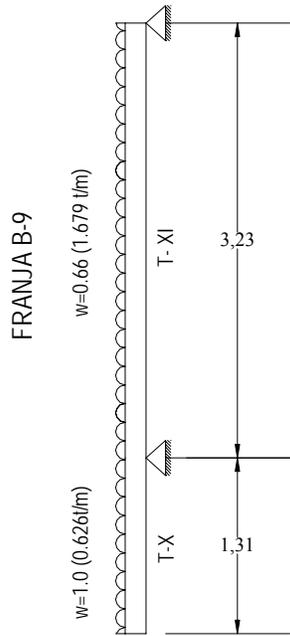


FRANJA B-7





Franjas Sentido Longitudinal.





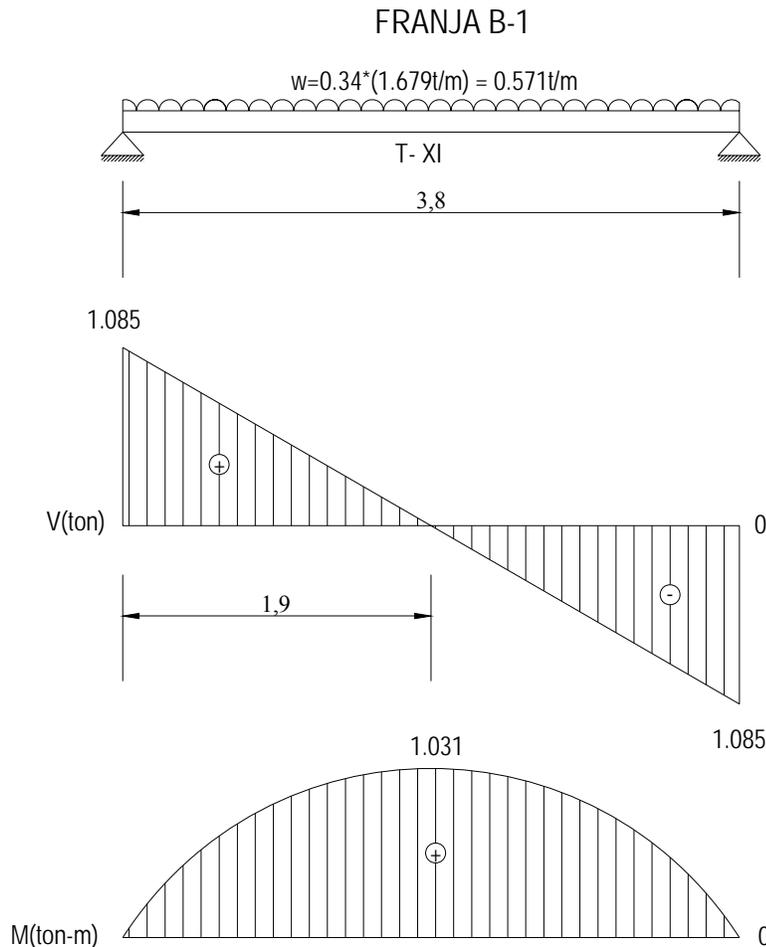
II.2.6).- Cálculo de los Cortantes (V) y Momentos (M), para el diseño de la losa.

Del las vigas mostradas anteriormente, se hizo el análisis de fuerzas cortantes y momentos flexionantes para cada una de ellas, mediante el programa “Colibrí”. Con el objetivo de tomar en cuenta los cortantes y momentos máximos para diseñar el armado de la losa y hacer la revisión por cortante.

Ahora se presentan las vigas con sus respectivos diagramas de cortante (V) y momento (M).

▲ Sentido Transversal. Franja B-1, Viga E-F (entre eje 2 y 4).

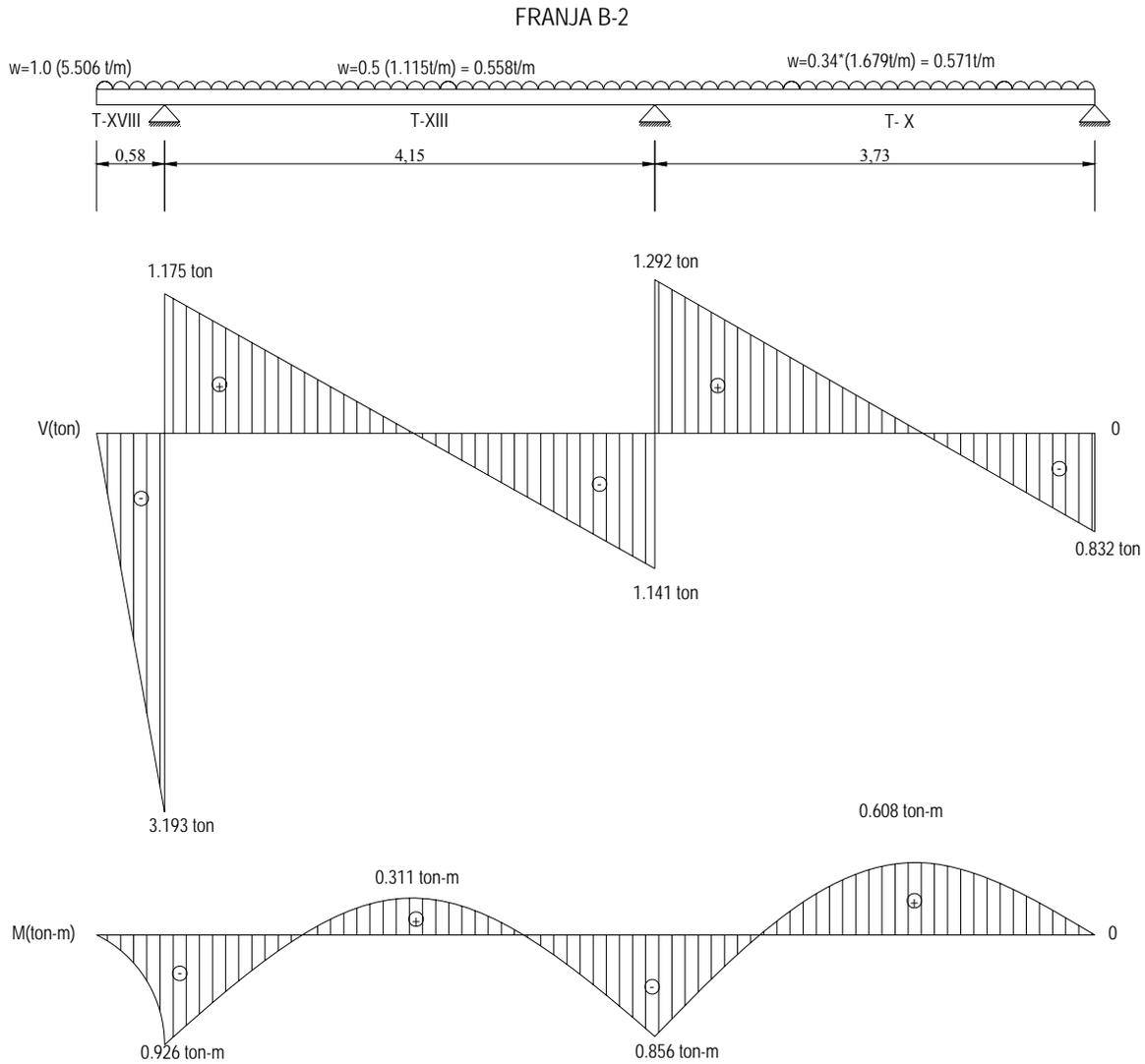
Para el caso de esta viga se presenta tanto el **Momento Máximo Positivo (+)** y con el valor obtenido se hará el diseño por flexión.





▲ **Sentido Transversal. Franja B-2, Viga B-F (entre ejes 4 y 5).**

Para el caso de esta viga se presenta el **Momento Máximo Negativo (-)** y con el valor obtenidos se hará el diseño por flexión.

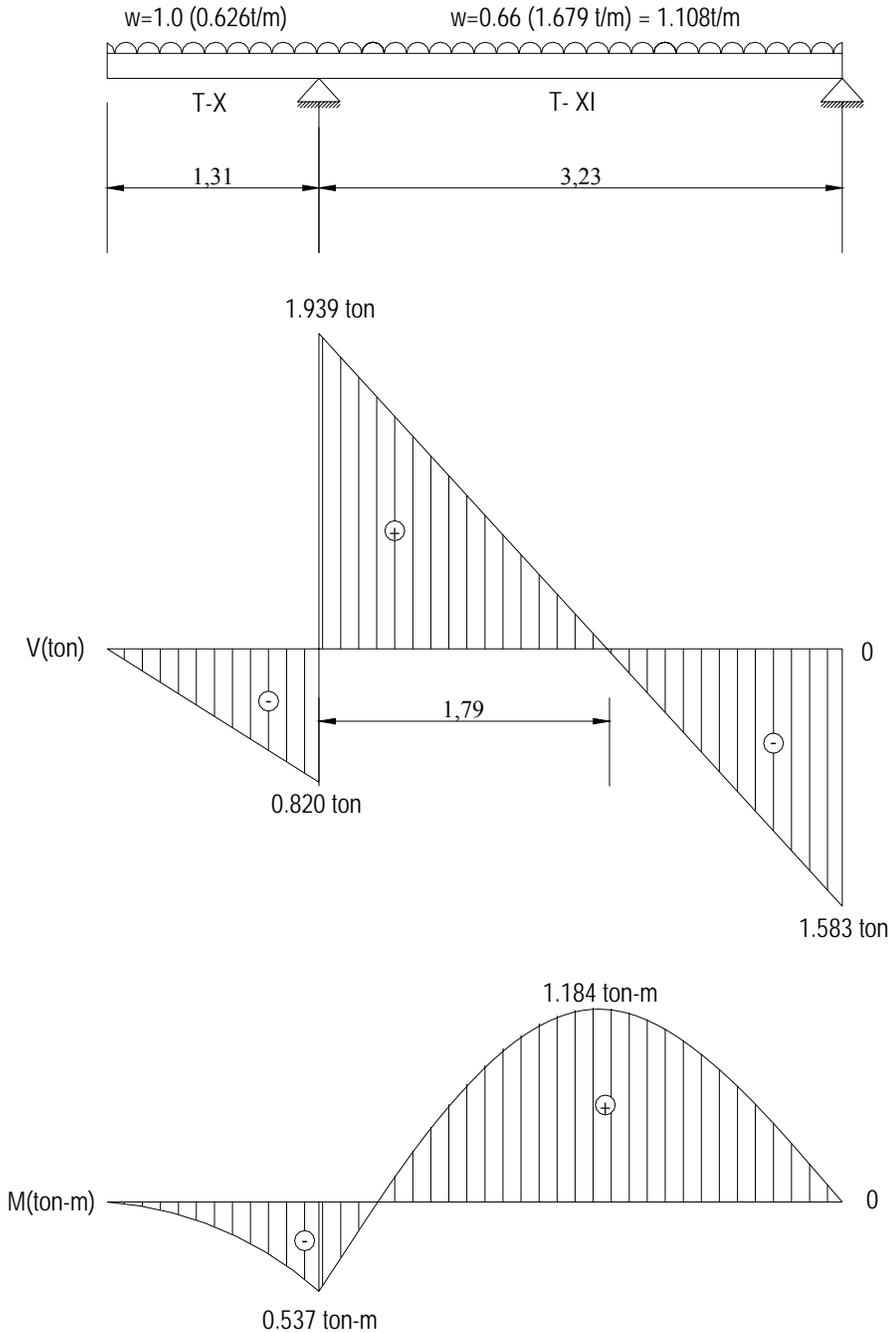




▲ **Sentido Longitudinal. Franja B-9, Viga 2-6 (entre ejes E y F).**

Para el caso de esta viga se presenta el **Momento Máximo Positivo (+)** y con el valor obtenidos se hará el diseño por flexión.

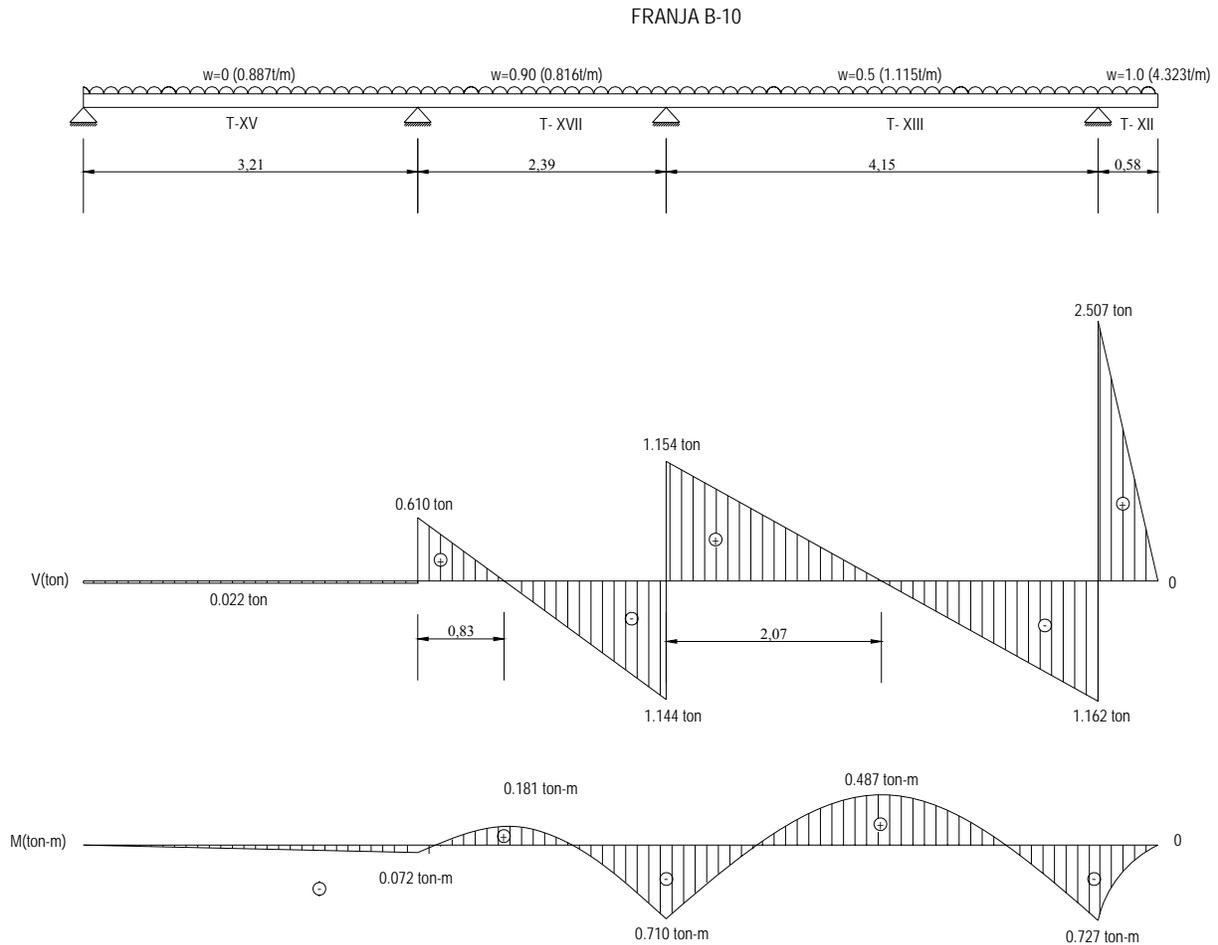
FRANJA B-9





▲ **Sentido Longitudinal. Franja B-10, Viga 3-10 (entre ejes D y E).**

Para el caso de esta viga se presenta el **Momento Máximo Negativo (-)** y con el valor obtenidos se hará el diseño por flexión.



**II.2.7).- Diseño por flexión.**

Con los momentos últimos obtenidos en el inciso anterior, se calcula el área de acero y la separación de las varillas que habrán de cubrirla, cumpliendo con la NTC que marca el reglamento de Distrito Federal.

▲ **Sentido Transversal. Franja B-1, Viga E-F (entre eje 2 y 4).**

Momento Positivo (+)

FRANJA B-1			
Datos:			
f'c =	250 kg/cm ²	b =	100 cm
f'c =	200 kg/cm ²	d =	10 cm
f'c =	170 kg/cm ²	Mmax.(+) =	1,031 Ton-m
f _y =	4200 kg/cm ²	Fc =	1,4
β ₁ =	0,85	Mu =	1,443 Ton-m
		FR =	0,9
Acero Requerido			
ρ = 0,0040			
ρ _{min.} = 0,0026			
ρ _{max.} = 0,0202			
Es el acero requerido			
Area de Acero Requerido			
As = 4,02 cm²			
Acero por Temperatura			
a _{st} = 0,0143 cm ² /cm			
a_{st} = 1,43 cm²			
Se usará As para el area de Acero			
Separación entre varillas (S)			
Proponiendo varillas # = 3			
a _o = 0,71 cm ²			
S = 17,7 cm			
Comparando S con S _{mín.} y S _{máx.}			
S _{mín.} = 6 cm			
S _{máx.} = 35 cm			
S real = 18 cm			

Se usara varilla del # 3 @ 18cm c. a c.





▲ **Sentido Transversal. Franja B-2, Viga B-F (entre ejes 4 y 5).**

Momento Negativo (-)

FRANJA B-2			
Datos:			
$f'c =$	250 kg/cm ²	$b =$	100 cm
$f^*c =$	200 kg/cm ²	$d =$	10 cm
$f'c =$	170 kg/cm ²	Mmax.(-) =	0,926 Ton-m
$f_y =$	4200 kg/cm ²	$F_c =$	1,4
$\beta_1 =$	0,85	$\mu_u =$	1,296 Ton-m
		$FR =$	0,9
Acero Requerido			
$\rho = 0,0036$			
$\rho_{min.} = 0,0026$			
$\rho_{max.} = 0,0202$			
Es el acero requerido			
Area de Acero Requerido			
$A_s = 3,59 \text{ cm}^2$			
Acero por Temperatura			
$a_{st} = 0,0143 \text{ cm}^2/\text{cm}$			
$ast = 1,43 \text{ cm}^2$			
Se usará A_s para el area de Acero			
Separación entre varillas (S)			
Proponiendo varillas # = 3			
$a_o = 0,71 \text{ cm}^2$			
S = 19,8 cm			
Comparando S con $S_{mín.}$ y $S_{máx.}$			
$S_{mín.} = 6 \text{ cm}$			
$S_{máx.} = 35 \text{ cm}$			
S real = 20 cm			

Se usara varilla del # 3 @ 20cm c. a c.





▲ *Sentido Longitudinal. Franja B-9, Viga 2-6 (entre ejes E y F).*

Momento Positivo (+)

FRANJA B-9			
Datos:			
$f'_c =$	250 kg/cm ²	$b =$	100 cm
$f'_c =$	200 kg/cm ²	$d =$	10 cm
$f'_c =$	170 kg/cm ²	Mmax.(+) =	1,184 Ton-m
$f_y =$	4200 kg/cm ²	$F_c =$	1,4
$\beta_1 =$	0,85	$\mu =$	1,6576 Ton-m
		$FR =$	0,9
Acero Requerido			
$\rho = 0,0047$			
$\rho_{min.} = 0,0026$			
$\rho_{max.} = 0,0202$			
Es el acero requerido			
Area de Acero Requerido			
$A_s = 4,65 \text{ cm}^2$			
Acero por Temperatura			
$a_{st} = 0,0143 \text{ cm}^2/\text{cm}$			
$a_{st} = 1,43 \text{ cm}^2$			
Se usará A_s para el area de Acero			
Separación entre varillas (S)			
Proponiendo varillas # = 3			
$a_o = 0,71 \text{ cm}^2$			
S = 15,26 cm			
Comparando S con $S_{mín.}$ y $S_{máx.}$			
$S_{mín.} = 6 \text{ cm}$			
$S_{máx.} = 35 \text{ cm}$			
S real = 15 cm			

Se usara varilla del # 3 @ 15cm c. a c.





▲ **Sentido Longitudinal. Franja B-10, Viga 3-10 (entre ejes D y E).**

Momento Negativo (-)

FRANJA B-10

Datos:

$f_c =$	250 kg/cm ²	$b =$	100 cm
$f'_c =$	200 kg/cm ²	$d =$	10 cm
$f_c =$	170 kg/cm ²	Mmax.(-) =	0,727 Ton-m
$f_y =$	4200 kg/cm ²	$F_c =$	1,4
$\beta_1 =$	0,85	$\mu =$	1,018 Ton-m
		$FR =$	0,9

Acero Requerido

$$\rho = 0,0028$$

$$\rho_{\min.} = 0,0026$$

$$\rho_{\max.} = 0,0202$$

Es el acero requerido

Area de Acero Requerido

$$A_s = 2,79 \text{ cm}^2$$

Acero por Temperatura

$$a_{st} = 0,0143 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$a_{st} = 1,43 \text{ cm}^2$$

Se usará A_s para el area de Acero

Separación entre varillas (S)

Proponiendo varillas # = 3

$$a_o = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$S = 25,46 \text{ cm}$$

Comparando S con $S_{\min.}$ y $S_{\max.}$

$$S_{\min.} = 6 \text{ cm}$$

$$S_{\max.} = 35 \text{ cm}$$

$$S_{\text{real}} = 25 \text{ cm}$$

Se usara varilla del # 3 @ 25cm c. a c.





II.2.8).- Revisión por Cortante.

Los esfuerzos nominales correspondientes a la resistencia de una losa, son, en general, mayores que para una viga, debido principalmente al efecto del ancho del elemento y a que el concreto al rededor de la superficie cargada está sujeto a compresiones normales en dos direcciones, que proporcionan un cierto confinamiento lateral, es por esto que solo se revisará por cortante.

Se deberá realizar la revisión por cortante a la viga más desfavorable de la siguiente manera como lo marca las NTC del RCDF.

$$V_{CR} = 0.5 F_R \sqrt{f'_c} \geq V_u = 1.4 * V$$

FRANJA B-3

Datos:

f'_c =	250 kg/cm ²
f_c =	200 kg/cm ²
b =	100 cm
d =	10 cm
FR =	0,8 <i>reglamento</i>
F_c =	1,4 <i>reglamento</i>
V =	3,564 ton

V_{CR} =	5656,85 kg
V_u =	4989,60 kg

Como $V_{CR} > V_u$, Se acepta la Sección

Resumen de Armados para ambos sentidos en losa de Entrepiso:

Viga	Tableros	Armados	
		Momento (+)	Momento (-)
SENTIDO TRANSVERSAL			
		cm	cm
B - 1	XI	18	27
B - 2	XI, XIII y XVIII	21	20
B - 3	X, XII y XVIII	27	20
B - 4	XIII, XVIII y XIX	19	27
B - 5	XIV, XVII y XX	27	27
B - 6	IX, XIV y XVII	27	27
B - 7	IX, XV y XVI	27	27
SENTIDO LONGITUDINAL			
		cm	cm
B - 8	IX	27	27
B - 9	X y XI	15	27
B - 10	XII, XIII, XIV y XV	27	25
B - 11	XII, XIII, XIV y XVI	27	26

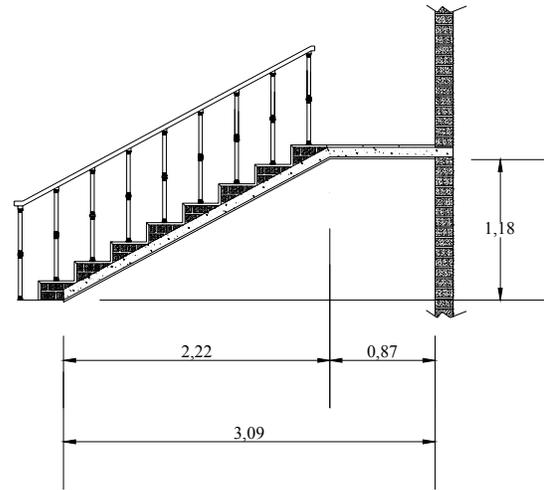


II.2.9).- Diseño de la Losa de Escalera.

La losa de escalera se diseñará como una *viga ancha*, de igual manera como en la losa de azotea y de entrepiso.

La rampa se idealizará como si estuviera recta y horizontal para su análisis.

DETALLE DE ESCALERA



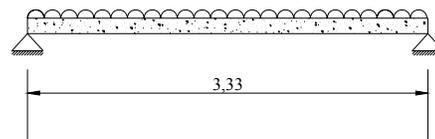
a).- Peralte de la Losa.

$$h = L / 24$$

$$h = \frac{330\text{cm}}{24} = 13.75\text{cm}$$

$$h = 14.0\text{cm}$$

VIGA IDEALIZADA



b).- Análisis de Cargas.

▲ Peso de los escalones.

$$W_{\text{escalones}} = \frac{W_{\text{esc.}}}{A_{\text{esc.}}} = \frac{((HP/2)*B)* P_{\text{vol.}}}{B*P}$$

MATERIAL	Espesor (m)	Peso Vol. (ton/m3)	Peso Total (Ton/m2)
Loseta	0,02	-	0,035
Mortero	0,02	2,10	0,042
Escalón (tabique)	0,083	1,50	0,124
Losa	0,14	2,40	0,336
Yeso	0,015	1,50	0,023
C.M. =			0,559

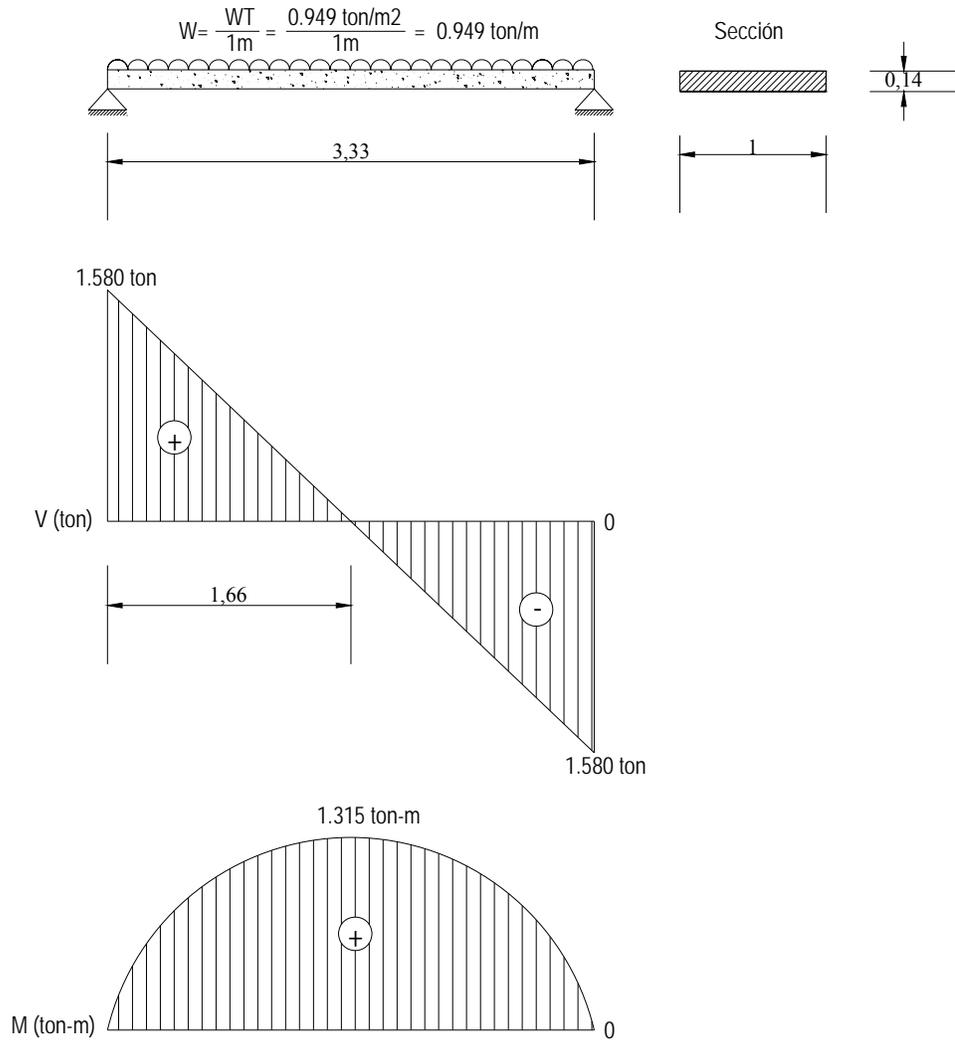
▲ Carga de servicio.

$$C.M. = 0.559 \text{ ton/m}^2$$

$$C.Adic. = 0.040 \text{ ton/m}^2$$

$$C.V. = \frac{0.350 \text{ ton/m}^2}{2} \quad (\text{inciso "d" de reglamento})$$

$$W_T = 0.949 \text{ ton/m}^2$$

c).- Cálculo del momento de diseño.

$$M_u = F_c * M_{\text{máx.}}$$

$$M_u = 1.4 * 1.315 \text{ ton-m}$$

$$M_u = 1.841 \text{ ton-m}$$



d).- Cálculo del acero de refuerzo.

Momento Positivo (+)**FRANJA ESCALERA**

Datos:

$f'c =$	250 kg/cm ²	$b =$	100 cm
$f^*c =$	200 kg/cm ²	$d =$	14 cm
$f'c =$	170 kg/cm ²	Mmax.(+) =	1,315 Ton-m
$f_y =$	4200 kg/cm ²	$F_c =$	1,4
$\beta_1 =$	0,85	$M_u =$	1,841 Ton-m
		$FR =$	0,9

Acero Requerido

$$\rho = 0,0026$$

$$\rho_{\min.} = 0,0026$$

$$\rho_{\max.} = 0,0202$$

Se usará el Acero mín.**Area de Acero Requerido**

$$A_s = 3,69 \text{ cm}^2$$

Acero por Temperatura

$$a_{st} = 0,0193 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$a_{st} = 1,93 \text{ cm}^2$$

Se usará A_s para el area de Acero**Separación entre varillas (S)**

Proponiendo varillas # = 3

$$a_o = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$S = 19,2 \text{ cm}$$

Comparando S con $S_{\min.}$ y $S_{\max.}$

$$S_{\min.} = 6 \text{ cm}$$

$$S_{\max.} = 49 \text{ cm}$$

$$S_{\text{real}} = 19 \text{ cm}$$

Se usara varilla del # 3 @ 19cm c. a c.

**Momento Negativo (-)****FRANJA ESCALERA**

Datos:

$f'c =$	250 kg/cm ²	$b =$	100 cm
$f^*c =$	200 kg/cm ²	$d =$	14 cm
$f'c =$	170 kg/cm ²	Mmax.(-) =	0 Ton-m
$f_y =$	4200 kg/cm ²	$F_c =$	1,4
$\beta_1 =$	0,85	$\mu =$	0,000 Ton-m
		$FR =$	0,9

Acero Requerido

$$\rho = 0,0000$$

$$\rho_{min.} = 0,0026$$

$$\rho_{max.} = 0,0202$$

Se usará el Acero mín.**Area de Acero Requerido**

$$A_s = 3,69 \text{ cm}^2$$

Acero por Temperatura

$$a_{st} = 0,0193 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$a_{st} = 1,93 \text{ cm}^2$$

Se usará A_s para el area de Acero**Separación entre varillas (S)**

Proponiendo varillas # = 3

$$a_o = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$S = 19,2 \text{ cm}$$

Comparando S con $S_{mín.}$ y $S_{máx.}$

$$S_{mín.} = 6 \text{ cm}$$

$$S_{máx.} = 49 \text{ cm}$$

$$S_{real} = 19 \text{ cm}$$

Se usara varilla del # 3 @ 19cm c. a c.



CAPÍTULO III

III.- DISEÑO ESTRUCTURAL DE TRABES Y COLUMNAS.

III.1.- Análisis y diseño estructural de trabes.

Uno de los aspectos fundamentales del diseño de una estructura es el dimensionamiento de los diversos elementos que la integran, como lo es la determinación de sus propiedades geométricas y de la cantidad y posición del acero de refuerzo. Estas características deben escogerse de manera que se satisfagan ciertos requisitos preestablecidos de seguridad y de comportamiento bajo condiciones de servicio. Como en cualquier problema de ingeniería, el costo influye de manera importante en la solución que por fin se adopte. Por último, debe procurarse que la estructura sea estéticamente aceptable.

Las trabes son elementos estructurales, en donde se presenta flexión simple, generalmente acompañada de fuerza cortante y en algunos casos carga axial y momentos torsionantes.

Cuando a una viga de concreto reforzado se le aplica la carga máxima, la falla se puede presentar de diferentes maneras, de acuerdo con la cantidad de acero longitudinal que tenga, presentándose tres casos:

a) *Vigas sub-reforzadas.*

La cantidad de acero longitudinal es pequeña y por lo tanto fluye. Se producen deflexiones considerables antes de alcanzar el colapso, apareciendo grietas importantes en la zona de tensión. El comportamiento es dúctil.

b) *Vigas sobre-reforzadas.*

La cantidad de acero de tensión es grande y en consecuencia no fluye, la zona de aplastamiento del concreto a compresión es mayor que en caso anterior y las grietas en la zona de tensión son menores. El elemento falla por aplastamiento del concreto y se presenta una falla frágil.

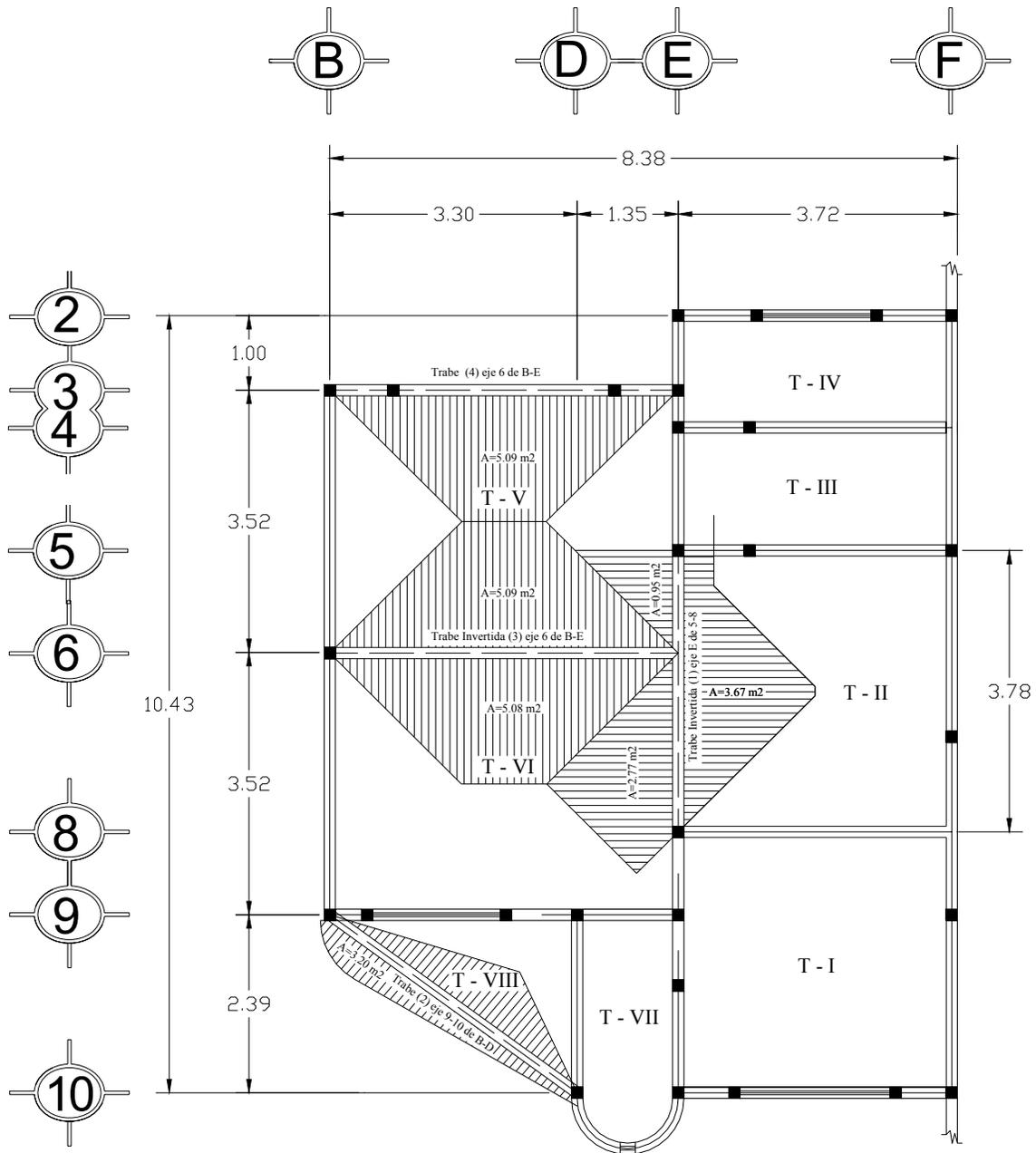
c) *Sección balanceada.*

El acero y el concreto alcanzan la fluencia al mismo tiempo, por lo que presenta una falla dúctil.



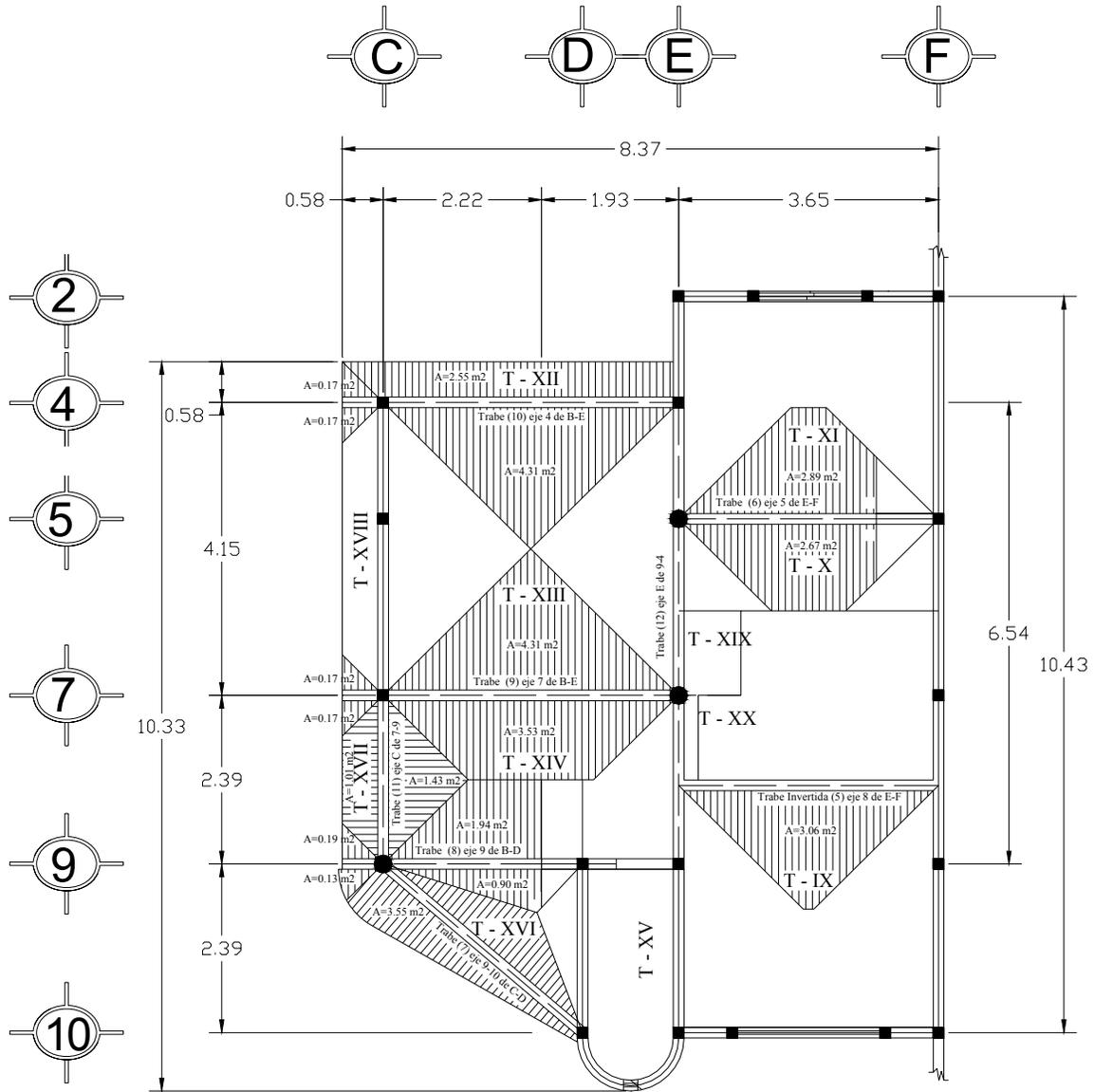


ÁREAS TRIBUTARIAS PARA TRABES



LOSA DE AZOTEA





LOSA DE ENTREPISO





Con fin ilustrativo se describirán dos ejemplos completos del cálculo para las traveses y de manera resumida se presentarán los resultados de todas las traveses implícitas en el proyecto tanto de planta alta como de planta baja.

Análisis de cargas sobre la trabe.

Para el análisis y diseño de traveses se inicia idealizándola como una viga (trabe), en la cual descargan pesos que ésta debe soportar y estos se determina mediante las áreas tributarias, adicionándole también el peso de otros elementos. Ya obtenidas todas las cargas, estas se distribuyen a lo largo de la trabe quedando como una carga linealmente distribuida. También se idealiza el tipo de apoyos que debe tener la trabe para el análisis.

A continuación se describen las cargas que actúan sobre la trabe:

Trabe de Azotea.

Trabe #1 Eje E de 5-8

Peso propio de la Trabe:

Proponiendo una sección de $b=15\text{cm}$ y $d=37\text{cm}$; y Peso vol. del concreto= 2.4ton/m^3

$$W_{\text{trabe}} = (0.15\text{m} \cdot 0.37\text{m}) \cdot 2.4\text{ton/m}^3$$

$$W_{\text{trabe}} = 0.126\text{ton/m}$$

Del tablero T-II

$$A = 3.67\text{m}^2$$

$$W = 0.694\text{ton/m}^2$$

$$W_{\text{del T-II}} = A \cdot W$$

$$= 3.67\text{m}^2 \cdot 0.694\text{ton/m}^2$$

$$= 2.547 \text{ ton}$$

Del tablero T-V

$$A = 0.95\text{m}^2$$

$$W = 0.694\text{ton/m}^2$$

$$W_{\text{del T-V}} = A \cdot W$$

$$= 0.95\text{m}^2 \cdot 0.694\text{ton/m}^2$$

$$= 0.659 \text{ ton}$$

Del tablero T-VI

$$A = 3.77\text{m}^2$$

$$W = 0.694\text{ton/m}^2$$

$$W_{\text{del T-VI}} = A \cdot W$$

$$= 3.77\text{m}^2 \cdot 0.694\text{ton/m}^2$$

$$= 2.617\text{ton}$$

$$W_{\text{total}} = W_{\text{del T-II}} + W_{\text{del T-V}} + W_{\text{del T-VI}}$$

$$= 2.547 \text{ ton} + 0.659 \text{ ton} + 2.617\text{ton}$$

$$= 5.823\text{ton}$$

Haciendo la distribución del peso en toda la trabe.

$$w = (W_{\text{total}} / L_{\text{trabe}}) + W_{\text{trabe}}$$

$$= (5.823\text{ton} / 3.78\text{m}) + 0.126\text{ton/m}$$

$$= 1.537\text{ton/m} + 0.126\text{ton/m}$$

$$= 1.663\text{ton/m}$$



**Cálculo de los Cortantes y Momentos para el Diseño.**

Para el cálculo de Cortante y Momento de traveses se empleó el programa “Colibrí”. Se muestran los siguientes resultados obtenidos:

Resultados de “Colibrí”:

Número de elementos = 1
 Número de nodos = 2
 Número de GDL = 4
 Número de cargas = 0
 Número de materiales = 1

# de elemento	Inicio	Fin	# de mater.	# de área
1	1	2	1	1

# de área	Área	M. de inercia
1	0,0525	0,000536

Nodo	Coord X	Coord Y
1	0,00	0,00
2	3,78	0,00

Material	M. elasticidad
1	1580000

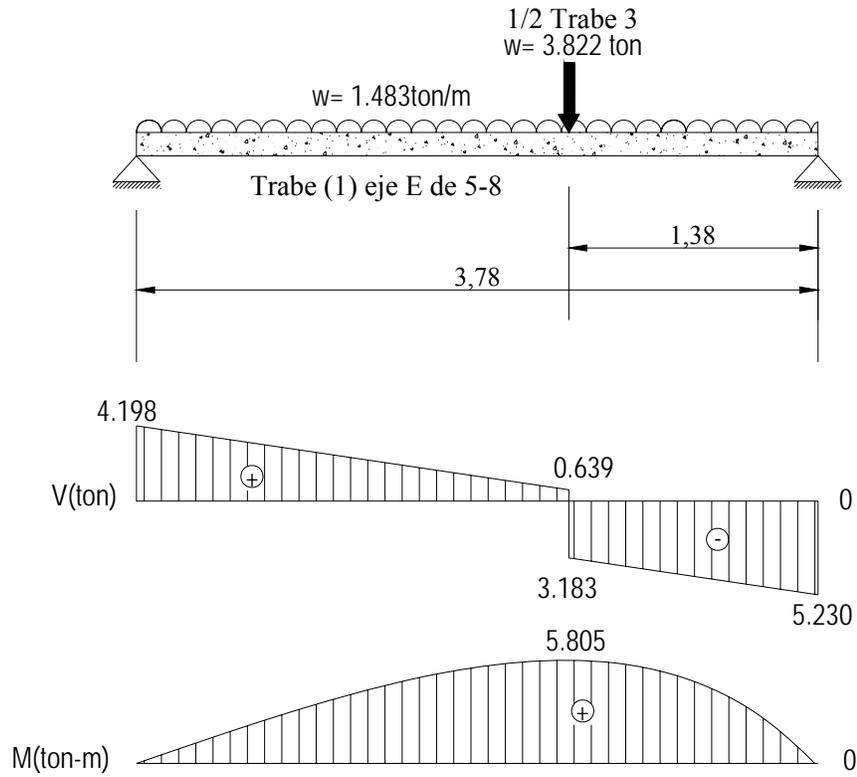
Elemento	Carga Axial		Cortante		Momento	
	Nodo inicial	Nodo final	Nodo inicial	Nodo final	Nodo inicial	Nodo final
1	0	0	4,198	5,230	0	0

Nodo	Reacciones		Momento
	X	Y	
1	0	4,198	0
2	0	5,230	0





Diagramas de Cortante y Momento.





Diseño por Flexión

Para Momento (+)

Datos:

Mmax.(+) =	5,805 Ton-m
f'c =	250 kg/cm ²
f*c =	200 kg/cm ²
f'c =	170 kg/cm ²
fy =	4200 kg/cm ²
β1 =	0,85
b =	15 cm
d =	37 cm
H =	40 cm
Fc =	1,4
Mu =	8,127 Ton-m
FR =	0,9

$$\rho = \frac{f'c}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 Mu}{Fr b d^2 f'c}} \right]$$

$$\rho = 0,0124$$

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{0,7 \sqrt{f'c}}{fy}$$

$$\rho_{\text{mín}} = 0,0026$$

$$\rho_{\text{máx}} = \frac{0,75 f'c (6000 \cdot \beta_1)}{fy (6000 + fy)}$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0,0152$$

Se usará ρ

$$As = \rho \cdot b \cdot d = 6,86 \text{ cm}^2$$

No. de varillas

$$\text{No. vars.} = As / a_o,$$

Proponiendo vars. del # 4
 $a_o = 1,27 \text{ cm}^2$

$$\text{No. vars.} = 5$$

Para Momento (-)

Datos:

Mmax.(-) =	0 Ton-m
f'c =	250 kg/cm ²
f*c =	200 kg/cm ²
f'c =	170 kg/cm ²
fy =	4200 kg/cm ²
β1 =	0,85
b =	15 cm
d =	37 cm
H =	40 cm
Fc =	1,4
Mu =	0 Ton-m
FR =	0,9

$$\rho = \frac{f'c}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 Mu}{Fr b d^2 f'c}} \right]$$

$$\rho = 0,0000$$

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{0,7 \sqrt{f'c}}{fy}$$

$$\rho_{\text{mín}} = 0,0026$$

$$\rho_{\text{máx}} = \frac{0,75 f'c (6000 \cdot \beta_1)}{fy (6000 + fy)}$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0,0152$$

Se usará ρ

$$As = \rho \cdot b \cdot d = 1,46 \text{ cm}^2$$

No. de varillas

$$\text{No. vars.} = As / a_o,$$

Proponiendo vars. del # 3
 $a_o = 0,71 \text{ cm}^2$

$$\text{No. vars.} = 2$$





Diseño por Cortante

Datos:

V_{máx.} =	5,23 Ton-m
V _u =	7,322 Ton-m
f'c =	250 kg/cm ²
f'c =	200 kg/cm ²
f'c =	170 kg/cm ²
f _y =	4200 kg/cm ²
b =	15 cm
d =	37 cm
H =	40 cm
F _c =	1,4
F _R =	0,8

Si $\rho < 0,015$

$$VCR = FR * b * d * (0,2 + 20\rho) * \sqrt{f'c}$$

Si $\rho > 0,015$

$$VCR = 0,5 * (\sqrt{f'c}) * b * d$$

$$\rho = As / bd$$

$$\rho = 0,0124$$

Por lo tanto:

$$VCR = 2807,49 \text{ kg.}$$

$$VCR = 2,8075 \text{ ton}$$

Requiere refuerzo por tensión diagonalCalculo de la separación de Estribos (**S**)

$$S = \frac{FR * Av * f_y * d (\text{sen}\theta + \text{cos}\theta)}{V_{sr}}$$

$$V_{sr} = V_u - V_{cr}$$

$$V_{sr} = 4514,51 \text{ kg}$$

Proponiendo estribos del # 2,5

$$a_o = 0,49 \text{ cm}^2$$

de ramas = 2

$$A_v = a_o * \# \text{ de ramas}$$

$$A_v = 0,98 \text{ cm}^2$$

Los estribos se colocarán verticales

$$\theta = 90^\circ$$

$$S = 26,99 \text{ cm}$$

$$S_{\text{mín.}} = 6 \text{ cm}$$

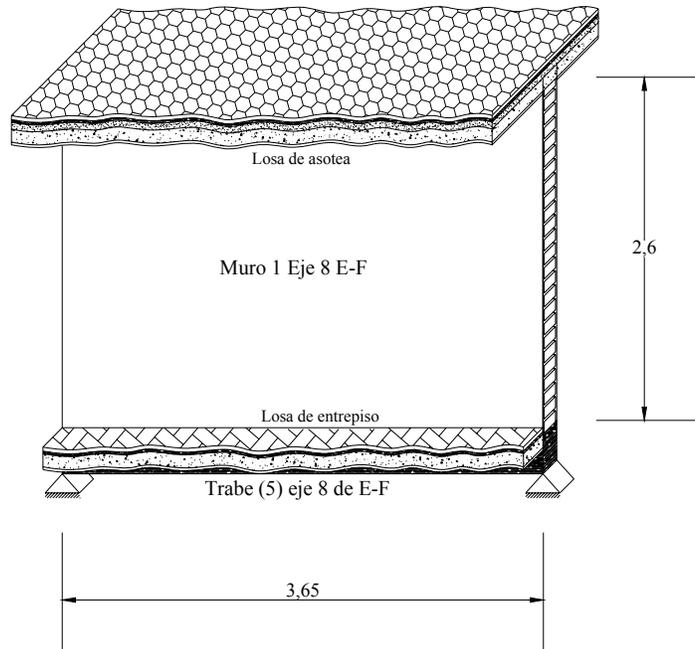
$$S_{\text{máx.}} = 18,5 \text{ cm}$$

$$S_{\text{real}} = 19 \text{ cm}$$



Trabe de Entrepiso.

Trabe #5 Eje 8 de E-F



De igual manera que para la trabe anterior (*Trabe de Azotea*) se realiza el análisis de cargas que intervienen en la trabe.

Peso propio de la Trabe:

Proponiendo una sección de $b=15\text{cm}$ y $d=32\text{cm}$; y peso vol. del concreto= 2.4ton/m^3

$$W_{\text{trabe}} = (0.15\text{m} \times 0.32\text{m}) \times 2.4\text{ton/m}^3$$

$$W_{\text{trabe}} = 0.108\text{ton/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Peso de la losa de Azotea} &= 0.694 \text{ ton/m}^2 \\ \text{Area tributaria} &= 6.96 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Peso Total losa de Azotea} = 4.83 \text{ ton}$$

* *Peso propio del muro.*

Es un muro con recubrimiento Yeso-Yeso

$$\text{Peso} = 0.225 \text{ ton/m}^2$$

Dimensiones del Muro

$$\text{Altura} = 2.60 \text{ m}$$

$$\text{Longitud} = 3.65 \text{ m}$$

$$\text{Area muro} = 9.49 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso propio del muro} = 2.14 \text{ ton}$$

Peso de losa de Entrepiso

$$\text{Para el Tablero IX} = 0.700 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Área tributaria} = 3.06\text{m}^2$$

$$\text{Peso de losa de Entrepiso} = 2.142\text{ton}$$



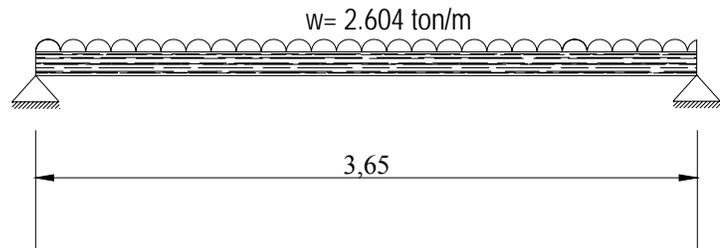
Idealizando las cargas que soporta la trabe, quedaría de la siguiente manera:

$$w = \frac{\text{Peso Total losa Azotea} + \text{Peso propio del muro} + \text{Peso Total losa Entrepiso}}{\text{Longitud de la Trabe}}$$

$$w = \frac{4.83\text{ton} + 2.14\text{ton} + 2.142\text{ton}}{3.65\text{m}}$$

$$w = 2.496\text{ton/m} + 0.108\text{ton/m}$$

$$w = 2.604\text{ton/m}$$



Resultados de “Colibrí”:

Número de elementos =	1
Número de nodos =	2
Número de GDL =	4
Número de cargas =	0
Número de materiales =	1

# de elemento	Inicio	Fin	# de mater.	# de área
1	1	2	1	1

# de área	Área	M. de inercia
1	0,045	0,000338

Nodo	Coord X	Coord Y
1	0,00	0,00
2	3,65	0,00

Material	M. elasticidad
1	1580000

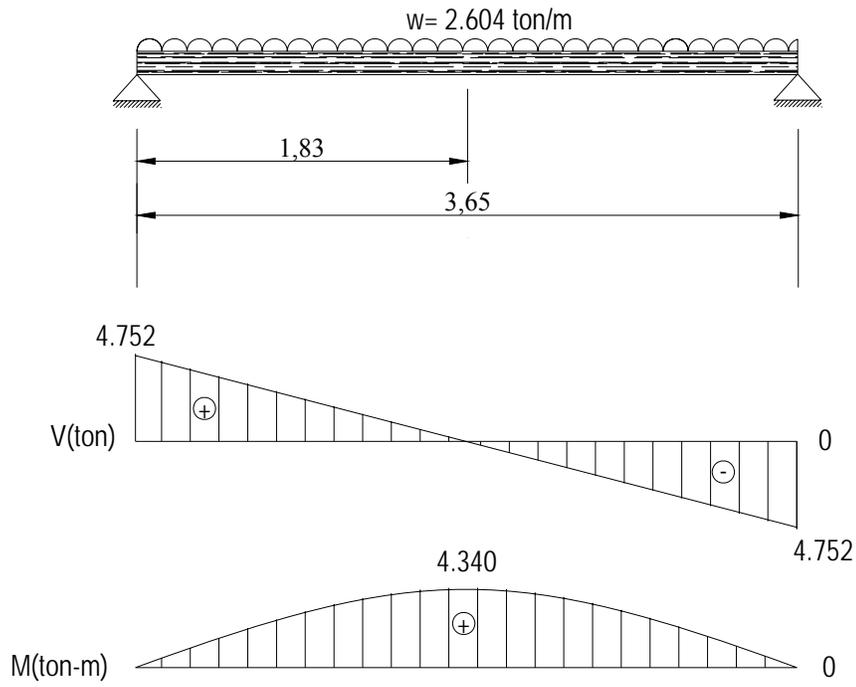
Elemento	Carga Axial		Cortante		Momento	
	Nodo inicial	Nodo final	Nodo inicial	Nodo final	Nodo inicial	Nodo final
1	0	0	4,557	4,557	0	0

Nodo	Reacciones		Momento
	X	Y	
1	0	4,557	0
2	0	4,557	0





Diagramas de Cortante y Momento.



**Diseño por Flexión****Para Momento (+)**

Datos:

Mmax.(+) =	4,340 Ton-m
f'c =	250 kg/cm ²
f*c =	200 kg/cm ²
f'c =	170 kg/cm ²
fy =	4200 kg/cm ²
β1 =	0,85
b =	15 cm
d =	32 cm
H =	35 cm
Fc =	1,4
Mu =	6,076 Ton-m
FR =	0,9

$$\rho = \frac{f'c}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 Mu}{Fr b d^2 f'c}} \right]$$

$$\rho = 0,0123$$

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{0,7\sqrt{f'c}}{fy}$$

$$\rho_{\text{mín}} = 0,0026$$

$$\rho_{\text{máx}} = \frac{0,75 f'c (6000\beta_1)}{fy (6000+fy)}$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0,0152$$

Se usará ρ

$$As = \rho * b * d = 5,93 \text{ cm}^2$$

No. de varillas

$$\text{No. vars.} = As / a_o,$$

$$\text{Proponiendo vars. del \# } 4 \\ a_o = 1,27 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. vars.} = 5$$

Para Momento (-)

Datos:

Mmax.(-) =	0 Ton-m
f'c =	250 kg/cm ²
f*c =	200 kg/cm ²
f'c =	170 kg/cm ²
fy =	4200 kg/cm ²
β1 =	0,85
b =	15 cm
d =	32 cm
H =	35 cm
Fc =	1,4
Mu =	0,000 Ton-m
FR =	0,9

$$\rho = \frac{f'c}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 Mu}{Fr b d^2 f'c}} \right]$$

$$\rho = 0,0000$$

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{0,7\sqrt{f'c}}{fy}$$

$$\rho_{\text{mín}} = 0,0026$$

$$\rho_{\text{máx}} = \frac{0,75 f'c (6000\beta_1)}{fy (6000+fy)}$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0,0152$$

Se usará ρ

$$As = \rho * b * d = 1,26 \text{ cm}^2$$

No. de varillas

$$\text{No. vars.} = As / a_o,$$

$$\text{Proponiendo vars. del \# } 3 \\ a_o = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. vars.} = 2$$





Diseño por Cortante

Datos:

V_{máx.} =	4,752 Ton-m
V _u =	6,6528 Ton-m
f' _c =	250 kg/cm ²
f* _c =	200 kg/cm ²
f° _c =	170 kg/cm ²
f _y =	4200 kg/cm ²
b =	15 cm
d =	32 cm
H =	35 cm
F _c =	1,4
FR =	0,800

Si $\rho < 0,015$

$$VCR = FR \cdot b \cdot d \cdot (0,2 + 20\rho) \cdot \sqrt{f^*c}$$

Si $\rho > 0,015$

$$VCR = 0,5 \cdot (\sqrt{f^*c}) \cdot b \cdot d$$

$$\rho = A_s / bd$$

$$\rho = 0,0123$$

Por lo tanto:

$$VCR = 2427,31 \text{ kg.}$$

$$VCR = 2,4273 \text{ ton}$$

Requiere refuerzo por tensión diagonal

Cálculo de la separación de Estribos (S)

$$S = \frac{FR \cdot A_v \cdot f_y \cdot d (\sin\theta + \cos\theta)}{V_{sr}}$$

$$V_{sr} = V_u - V_{cr}$$

$$V_{sr} = 4225,49 \text{ kg}$$

Proponiendo estribos del # 2,5

$$a_o = 0,49 \text{ cm}^2$$

de ramas = 2

$$A_v = a_o \cdot \# \text{ de ramas}$$

$$A_v = 0,98 \text{ cm}^2$$

Los estribos se colocarán verticales

$$\theta = 90^\circ$$

$$S = 24,94 \text{ cm}$$

$$S_{\text{mín.}} = 6 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx.}} = 16 \text{ cm}$$

$$S_{\text{real}} = 16 \text{ cm}$$



**RESUMEN DE ARMADOS PARA TRABES EN PLANTA ALTA**

N°	Trabes Planta Alta	Dimensiones		ARMADO					
		b (cm)	H (cm)	Momento (+)		Momento (-)		Cortante V _{máx.}	
				Varilla del #	No. de Varillas	Varilla del #	No. de Varillas	Varilla del #	Estribos a/c.(cm)
1	Eje E de 5-8	15	40	4	5	3	2	2,5	19
2	Eje 9-10 de B-D	15	30	3	3	3	2	2,5	14
3	Eje 6 de B-E	15	35	4	4	3	2	2,5	16
4	Eje 6 de B-E	15	30	4	3	3	2	2,5	14

RESUMEN DE ARMADOS PARA TRABES EN PLANTA BAJA

N°	Trabes Planta Baja	Dimensiones		ARMADO					
		b (cm)	H (cm)	Momento (+)		Momento (-)		Cortante V _{máx.}	
				Varilla del #	No. de Varillas	Varilla del #	No. de Varillas	Varilla del #	Estribos a/c.(cm)
5	Eje 8 de E-F	15	35	4	5	3	2	2,5	16
6-M1	Eje 5 de E-F	15	35	4	3	4	2	2,5	16
7-M2	Eje 9-10 de C-D	15	30	3	2	3	2	2,5	14
8-M3	Eje 9 de B-D	15	30	4	3	3	2	2,5	14
9-M4	Eje 7 de B-E	15	30	4	2	3	3	2,5	14
10-M5	Eje 4 de B-E	15	35	4	4	3	2	2,5	16
11-M6	Eje C de 7-9	15	30	4	2	4	2	2,5	14
12-M7	Eje E de 4-9	15	30	4	3	4	3	2,5	14





III.2.- Análisis y diseño estructural de Columnas.

Las columnas son elementos que por lo general están sujetas a carga axial o sea a compresión y se entiende que el concreto es el que resiste toda esa carga, pero también de manera elemental el acero juega un papel muy importante en el comportamiento de estos elementos estructurales y es por esta razón que se debe calcular en que cantidad debe de participar sobre todo en los casos en que además de la compresión exista flexión.

Los porcentajes mínimos de refuerzos recomendados para columnas son, por lo general, mayores que los recomendados para vigas. En los reglamentos de construcción suelen especificarse porcentajes mínimos del orden del 1%. Las NTC-04 indican que la relación entre el área del refuerzo vertical y el área total de la sección no sea menos $20/f_y$ (kg/cm²). También se recomienda usar por lo menos una barra en cada esquina de columnas no circulares y un mínimo de seis barras en columnas circulares.

Cálculo de los Cortantes y Momentos para el Diseño de Columnas.

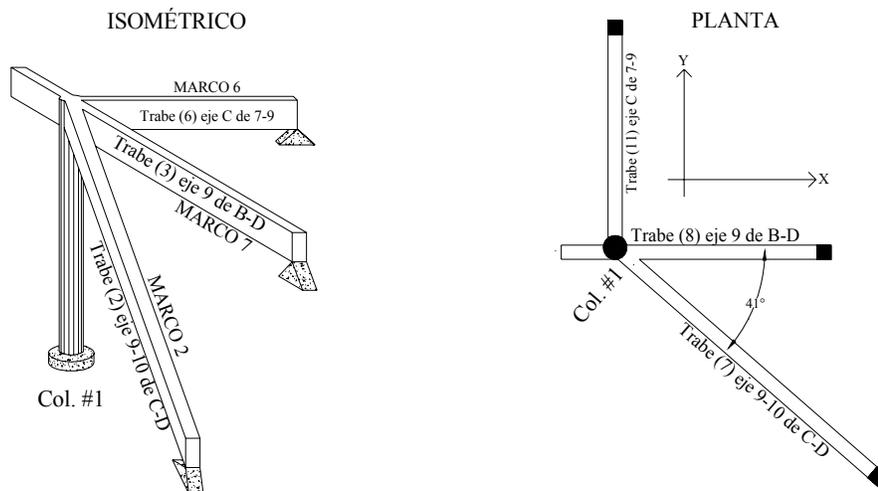
En éste apartado se hará detalladamente el análisis y el diseño estructural de columnas, esto mediante la estructuración de marcos planos, en los cuales, también las trabes forman parte del marco aunque estas ya no se revisarán dado a que ya fueron analizadas. Éste análisis se desarrollará con la ayuda del programa “Colibrí” el cual se a empleado para el desarrollo de todos los elementos; y con apoyo de las NTC-04.

Análisis de cargas.

Columna Circular #1

Carga que soportará la **Columna #1**. El análisis de las cargas, se hace mediante la descarga de las trabes que llegan a ella (si hubiese cargas puntuales, estas también serian sumadas), formando marcos planos, analizados mediante el programa “colibrí”, el cual nos dará como resultados los diagramas de Normal, Cortante y Momento, para cada marco; y del diagrama Normal se obtendrán las cargas sobre la columna de cada uno de los marcos y la suma de todas estas cargas, será la carga total que soportará la columna.

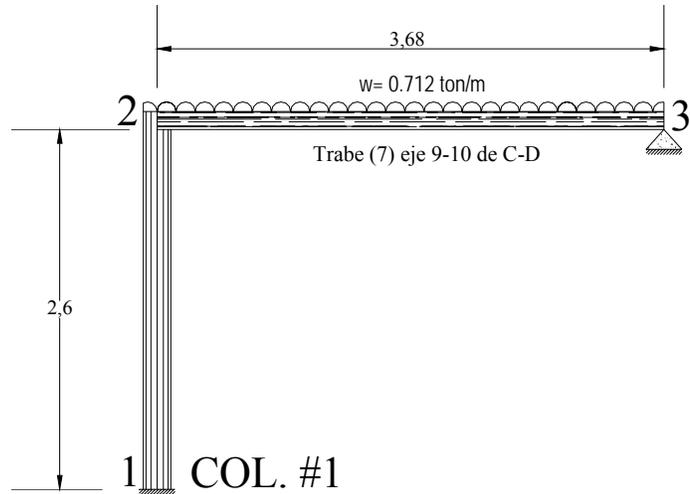
Con los resultados obtenidos de carga Normal y de Momento, se realizará el diseño de la columna.





Comenzaremos con el análisis del Marco 2, en el cual se encuentra ubicada la Columna #1 y la Trabe 7 (Eje 9-10 de C-D), la cual le transmite carga a la columna dado a que se encuentra apoyada en ella y para poder determinar el tipo de reacciones que le provoca a la columna tendremos que hacer el análisis mediante un marco plano, esto con la ayuda del programa “colibrí”.

MARCO 2



Resultados de “Colibrí”:

Número de elementos =	2
Número de nodos =	3
Número de GDL =	5
Número de cargas =	0
Número de materiales =	2

# de elemento	Inicio	Fin	# de mater.	# de área
1	1	2	2	2
2	2	3	1	1

Tipo de elem.	# de área	Área	M. de inercia
Trabe	1	0,045	0,000338
Col.1	2	0,0707	0,000795

Nodo	Coord X	Coord Y
1	0,00	0,00
2	0,00	2,60
3	3,71	2,60

Material	M. elasticidad
1	1580000
2	1580000

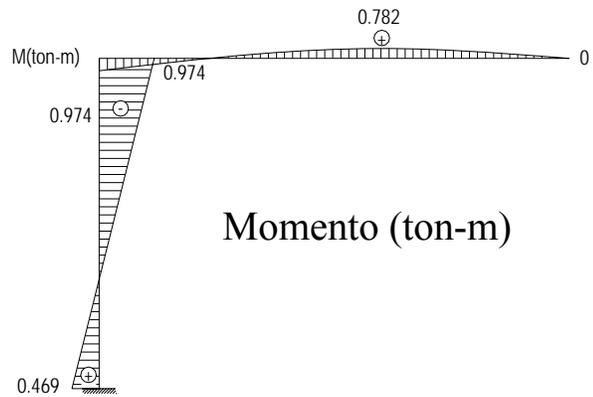
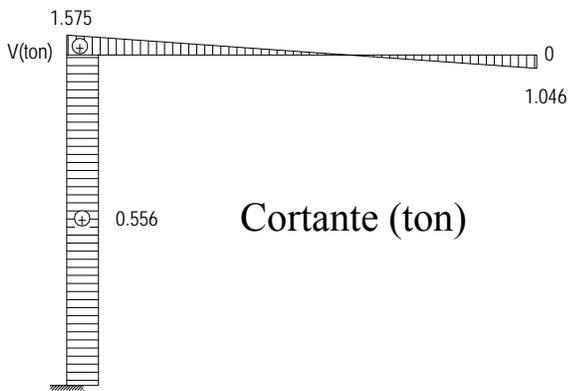
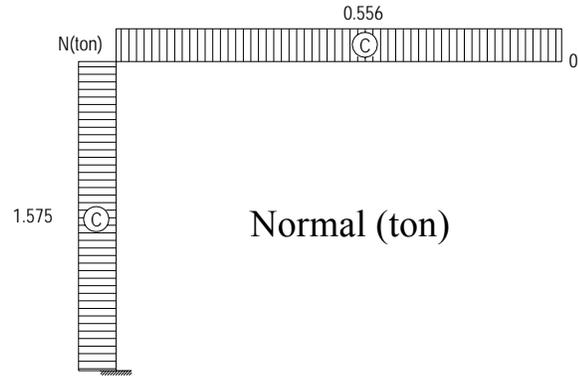
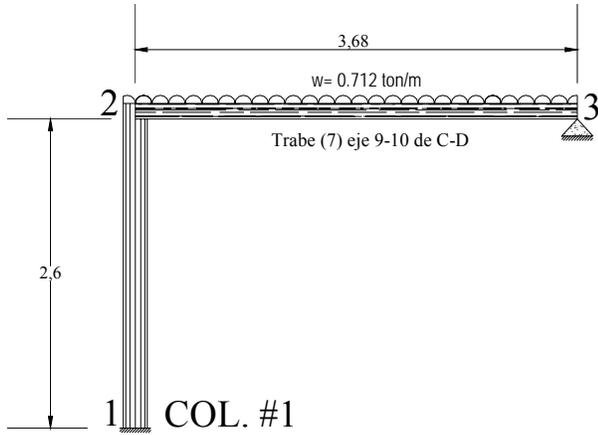
Elemento	Carga Axial		Cortante		Momento	
	Nodo inicial	Nodo final	Nodo inicial	Nodo final	Nodo inicial	Nodo final
1	-1,575	1,575	-0,556	0,556	0,471	0,974
2	-0,556	0,556	1,575	1,045	-0,974	2,554

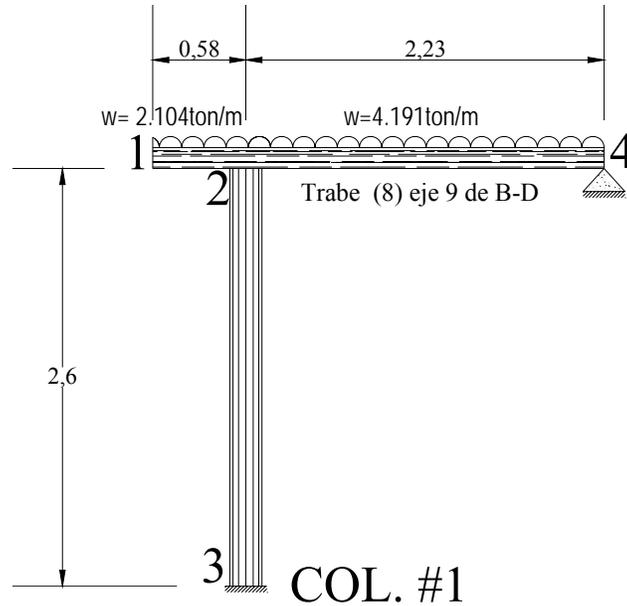
Nodo	Reacciones		Momento
	X	Y	
1	0,556	1,575	-0,471
2	0	0	0
3	-0,556	1,045	0





Diagramas de Fuerza Normal, Cortante y Momento.



**MARCO 3****Resultados de "Colibrí":**

Número de elementos =	3
Número de nodos =	4
Número de GDL =	6
Número de cargas =	0
Número de materiales =	3

# de elemento	Inicio	Fin	# de mater.	# de área
1	1	2	1	1
2	2	3	2	2
3	2	4	1	1

Tipo de elem.	# de área	Área	M. de inercia
Trabe	1	0,045	0,000338
Col.1	2	0,0707	0,000795

Nodo	Coord X	Coord Y
1	0,00	2,60
2	0,58	2,60
3	0,58	0,00
4	2,81	2,60

Material	M. elasticidad
1	1580000
2	1580000

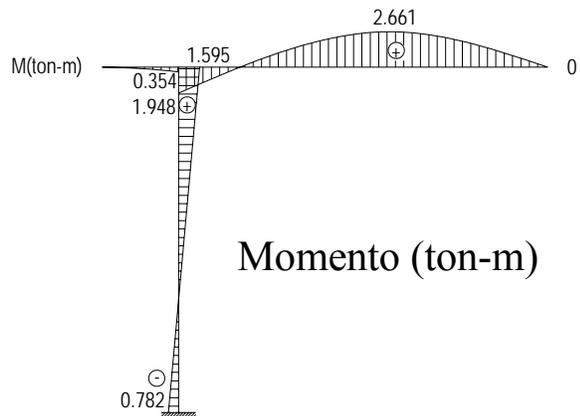
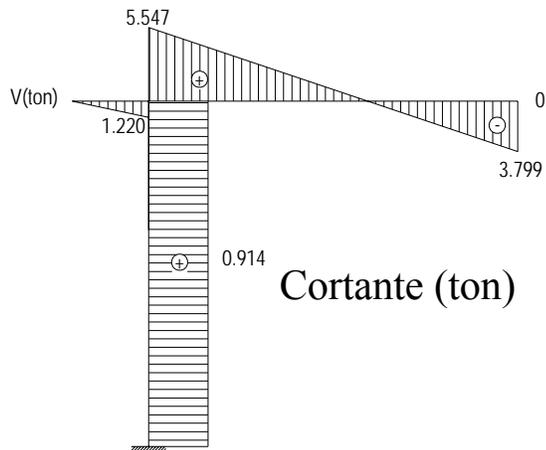
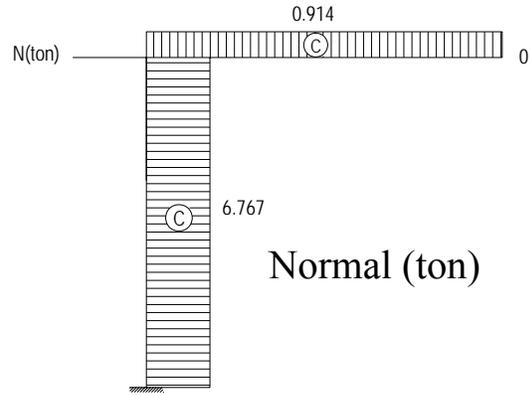
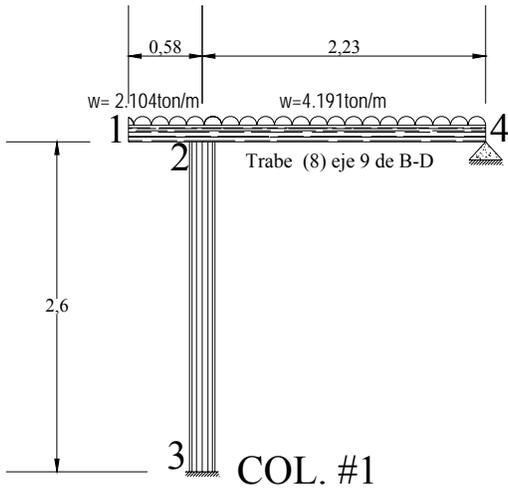
Elemento	Carga Axial		Cortante		Momento	
	Nodo inicial	Nodo final	Nodo inicial	Nodo final	Nodo inicial	Nodo final
1	0	0	0	1,220	0	0,354
2	-6,767	6,767	-0,914	0,914	1,595	0,782
3	-0,914	0,914	5,547	3,799	-1,949	0

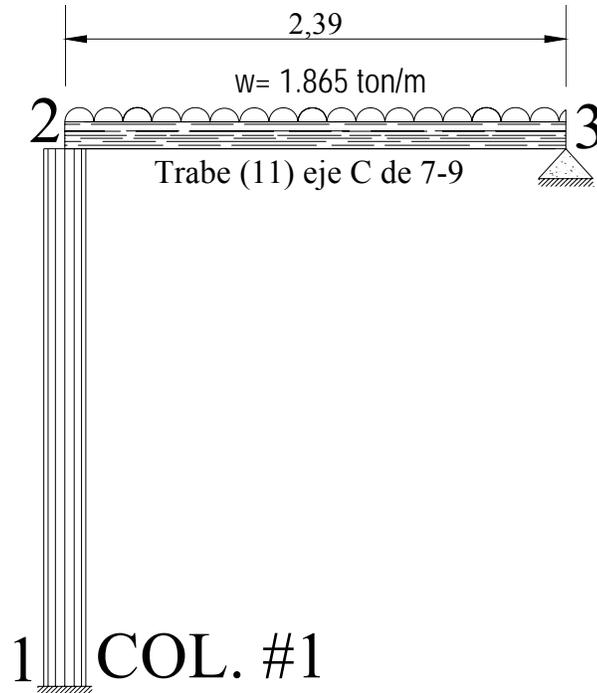
Nodo	Reacciones		Momento
	X	Y	
1	0	0	0
2	0	0	0
3	0,914	6,767	-0,782
4	-0,914	3,799	0





Diagramas de Normal, Cortante y Momento.



**MARCO 6****Resultados de "Colibrí":**

Número de elementos =	2
Número de nodos =	3
Número de GDL =	5
Número de cargas =	0
Número de materiales =	2

# de elemento	Inicio	Fin	# de mater.	# de área
1	1	2	1	2
2	2	3	2	1

Tipo de elem.	# de área	Área	M. de inercia
Trabe	1	0,045	0,000338
Col.1	2	0,0707	0,000795

Nodo	Coord X	Coord Y
1	0,00	0,00
2	0,00	2,60
3	2,39	2,60

Material	M. elasticidad
1	1580000
2	1580000

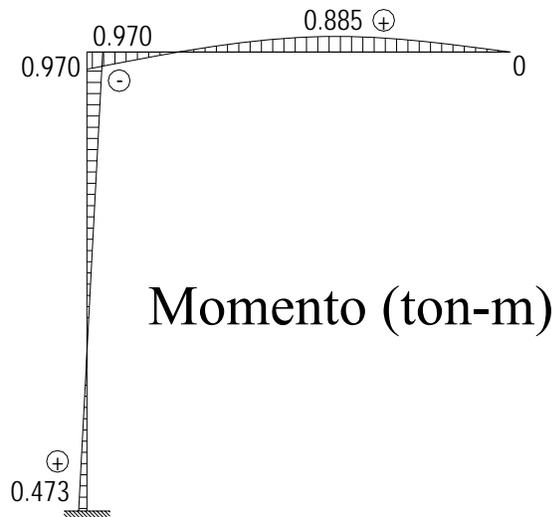
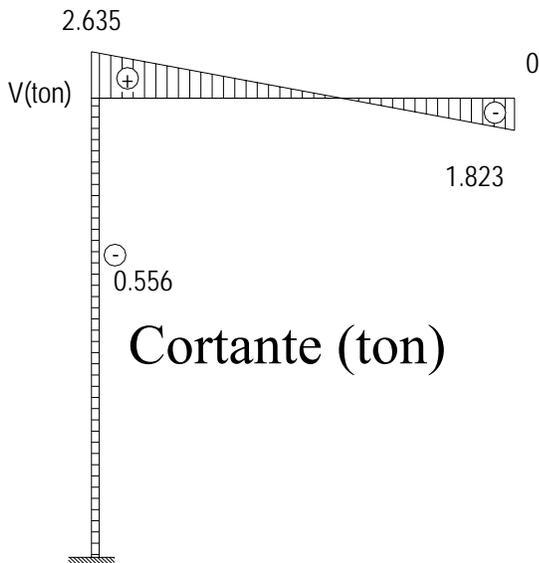
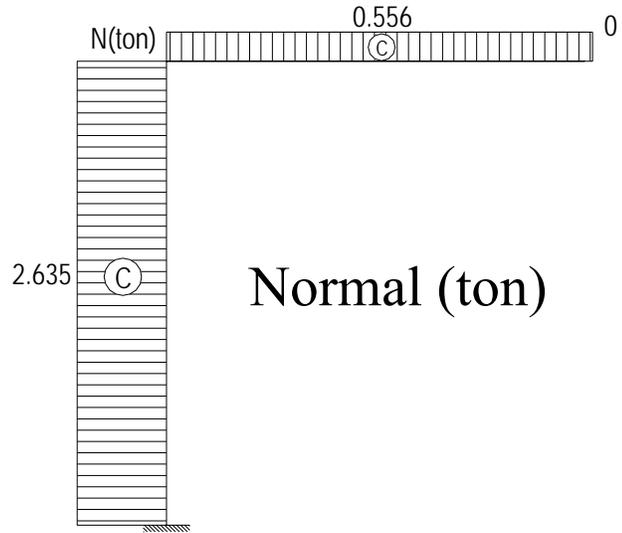
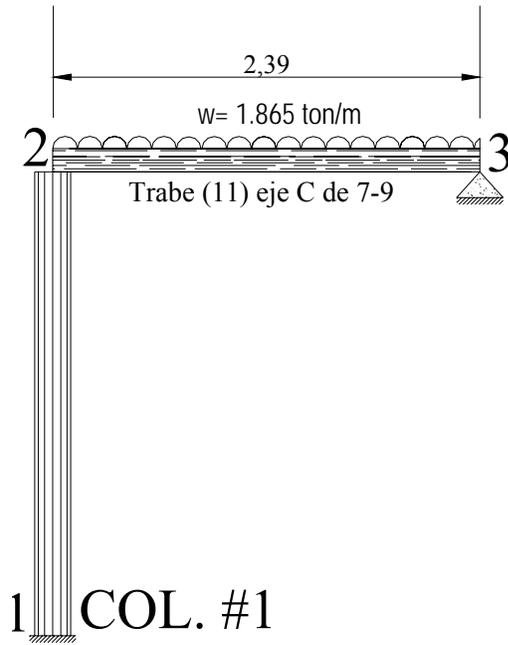
Elemento	Carga Axial		Cortante		Momento	
	Nodo inicial	Nodo final	Nodo inicial	Nodo final	Nodo inicial	Nodo final
1	-2,635	2,635	-0,556	0,556	0,475	0,971
2	-0,556	0,556	2,635	1,823	-0,971	0

Nodo	Reacciones		Momento
	X	Y	
1	0,556	2,635	-0,475
2	0	0	0
3	-0,556	1,823	0





Diagramas de Normal, Cortante y Momento.



Ya obtenidos los diagramas, de **Fuerza Normal** de cada uno de los marcos, se obtiene la fuerza que actúa sobre la **Columna #1** y se suman algebraicamente (si existen fuerzas de Tensión (-) y de Compresión (+)), para determinar la fuerza total "**P**"; y se tiene que:

$$P \text{ del marco 2} = 1.575\text{ton } \odot$$

$$P \text{ del marco 3} = 6.767\text{ton } \odot$$

$$P \text{ del marco 6} = 2.635\text{ton } \odot$$

$$P_{\text{total}} = 1.575\text{ton} + 6.767\text{ton} + 2.635\text{ton}$$

$$P_{\text{total}} = 10.977\text{ton}$$

Para obtener la **Fuerza Cortante (V)**, se realiza de igual manera que para fuerza Normal, haciendo la suma de los cortantes en la columna, positivos más positivos y negativos respectivamente si son en la misma dirección y la mayor de estas dos sumas (si existiesen de las dos) será con la cual se hará el diseño siendo la más desfavorable.

$$V_x \text{ del marco 2} = 0.556\text{ton } (+)$$

$$V_x \text{ del marco 3} = 0.914\text{ton } (+)$$

$$1.470\text{ton } (+)$$

$$V_y \text{ del marco 6} = 0.556\text{ton } (-)$$

Para obtener los momentos finales actuantes en la columna, se realizan de igual manera las operaciones que para fuerza axial y fuerza cortante; por lo tanto, se diseña para el valor mas grande y absoluto.

$$M_y \text{ del marco 2} = 0.969\text{ton-m } (+)$$

$$M_y \text{ del marco 3} = 1.595\text{ton-m } (+)$$

$$2.564\text{ton-m } (+)$$

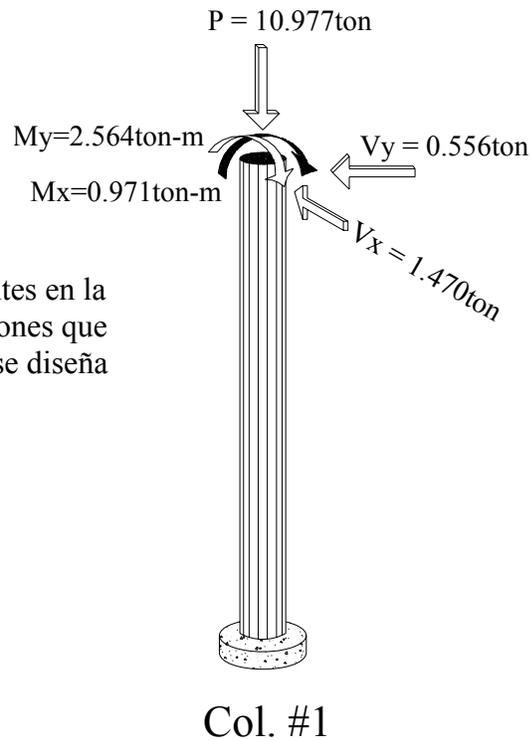
$$M_y \text{ del marco 6} = 0.974\text{ton-m } (-)$$

$$M_y \text{ del marco 3} = 0.782\text{ton-m } (-)$$

$$1.756\text{ton-m } (-)$$

$$M_x \text{ del marco 6} = 0.473\text{ton-m } (+)$$

$$M_x \text{ del marco 6} = 0.971\text{ton-m } (-)$$



El diseño de la columna circular está basado en las NTC-04. La columna forma parte de una estructura de marcos ortogonales, en la que el análisis indicó que la columna está sujeta a cortantes y momentos en dos direcciones perpendiculares entre sí. Puesto que se trata de una columna circular, el problema de flexión biaxial puede reducirse a uno de flexión uniaxial componiendo los cortantes V_x y V_y y momentos M_x y M_y vectorialmente.

**DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN**

Datos de diseño:

$$\begin{aligned} f'c &= 250 & \text{kg/cm}^2 \\ f'c &= 170 & \text{kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200 & \text{kg/cm}^2 \\ Fr &= 0,8 & \text{reglamento} \end{aligned}$$

Acciones permanentes:

$$\begin{aligned} P &= 10,977 & \text{ton} \\ V_x &= 1,47 & \text{ton} \\ V_y &= 0,556 & \text{ton} \\ M_x &= 0,971 & \text{ton-m} \\ M_y &= 2,564 & \text{ton-m} \end{aligned}$$

Se propone para la columna una sección circular:

$$D = 30 \quad \text{cm}$$

Proponiendo un recubrimiento libre de 3cm, estribos del # 2,5 y varillas del # 4.

$$r = 3 \quad \text{cm}$$

$$d = D - 2r = 24 \quad \text{cm}$$

$$d / D = 0,8 \quad \text{relación para gráficas}$$

$$M = \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$$

$$M = \sqrt{(0,841)^2 + (2,409)^2}$$

$$M = 2,742 \quad \text{ton-m}$$

$$P_u = 1,4 P$$

$$P_u = 15,368 \quad \text{ton}$$

$$M_u = 1,4 M$$

$$M_u = 3,838 \quad \text{ton-m}$$

$$e = M_u / P_u$$

$$e = 0,250$$

$$e / D = 0,396 / 0,25$$

$$e / D = 0,833 \quad \text{relación para gráficas}$$

$$k = P_u / Fr * D^2 * f'c$$

$$k = 0,126 \quad \text{valor para obtener "q" en gráfica.}$$

El valor de **q** se obtiene con los diagramas de interacción.

$$q = 0,28$$

Condición para **p** :

$$20/f_y < p < 0,06$$

$$p = q * f'c / f_y = (0,5 * 170) / 4200$$

$$p = 0,01133$$

$$0,00476 < 0,011 < 0,06$$

Se acepta

$$p = 4 A_s / \pi D^2$$

$$A_s = p D^2 \pi / 4$$

$$A_s = 8,01108 \quad \text{cm}^2$$

Se propone usar varillas del # 4

$$A_{var.} = 1,27 \quad \text{cm}^2$$

$$\text{No. de vars.} = A_s / A_{var.}$$

$$\text{No. de vars.: } 6$$

Se usarán 6 varillas del # 4

**DISEÑO POR CORTANTE (ZUNCHOS)**

Datos de diseño: Datos de sección:
 $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ $D = 30 \text{ cm}$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $r = 3 \text{ cm}$

El porcentaje de acero (ρ') del refuerzo transversal (en espiral), no será menor que:

$$\rho' = 0,45((A_g/A_c)-1)f'_c/f_y, \text{ ni que; } \rho' = 0,12(f_y/f_c)$$

donde:

A_g = área transversal de la columna.

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

$$A_g = (\pi * D^2) / 4 = (\pi * 30^2) / 4$$

$$A_g = 706,9 \text{ cm}^2$$

$$A_c = (\pi * (D - (2*r))^2) / 4 = (\pi * (30 - (2*3))^2) / 4$$

$$A_c = 452,4 \text{ cm}^2$$

$$\rho' = 0,45((490,88/283,53)-1)*250/4200$$

$$\rho' = 0,015$$

$$\rho' = 0,12(f_y/f_c) = 0,12 (250/4200)$$

$$\rho' = 0,007$$

Rige el ρ' mayor

Separación del espiral.

$$Sh = (A_s * \pi * d_s) / \rho' * A_c < \text{ ó } = 7\text{cm}$$

A_s = área transversal del espiral

d_s = diámetro del espiral

Proponiendo varilla del # 2,5, $A_s = 0,49 \text{ cm}^2$

$$Sh = (0,49 * \pi * 19) / 0,0196 * 283,53$$

$$Sh = 4,3 \text{ cm}$$

Se usarán zunchos del #2,5 @ 4cm c. a c.

RESUMEN DE ARMADOS PARA COLUMNAS

N°	Columna	Dimensiones		ARMADO			
		D (cm)	r (cm)	Momento máx.		Cortante Vmáx.	
				Varilla del #	No. de Varillas	Varilla del #	Zunchos a/c.(cm)
1	Eje C con eje 9	30	3	4	6	2,5	4
2	Eje E con eje 7	30	3	4	7	2,5	4
3	Eje E con eje 5	25	3	4	6	2,5	5





CAPÍTULO IV

IV.- REVISIÓN DE MUROS.

IV.1.- Confinamiento de Muros.

Aspectos generales.

Los muros de mampostería son elementos estructurales empleados frecuentemente en la construcción de diversas edificaciones, tales como estructuras de retención (de agua y de tierras), de almacenamiento (bodegas, silos, tanques, etc.), pero su mayor uso se representa en viviendas.

Los muros comúnmente están constituidos por piezas de mampostería unidas por un material cementante llamado mortero. Cabe señalar que ambos materiales deben cumplir con los requisitos generales establecidos por los reglamentos como lo son las NTC para mampostería.

La mayor parte de la geografía nacional esta ubicadas en zonas de gran actividad sísmica que generan requisitos especiales de diseño y construcción y rehabilitación. En nuestras ciudades mas pobladas, multitud de viviendas se han desarrollado sin el cumplimiento de los requisitos mínimos constructivos para garantizar un correcto funcionamiento bajo eventos sísmicos o eólicos, debilidad que amenaza el patrimonio y la vida de muchos habitantes.

Tipos de mampostería estructural.

La mampostería estructural puede ser de cualquiera de los siguientes 6 tipos:

- ✦ *Mampostería de cavidad reforzada:* es la construcción realizada con dos paredes de piezas de mampostería de caras paralelas reforzadas o no, separadas por un espacio continuo de concreto reforzado, con funcionamiento compuesto. Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo-resistente, como uno de los sistemas con capacidad especial de disipación de energía en el rango inelástico.
- ✦ *Mampostería reforzada:* es la construcción con base en piezas de mampostería de perforación vertical, unidas por medio de mortero, reforzada internamente con barras y alambres de acero (muros de mampostería reforzada construidos con unidades de perforación vertical).
Para efectos de diseño, este sistema estructural se clasifica como con capacidad especial de disipación de energía en el rango inelástico para efectos de diseño sismo-resistente. Cuando todas sus celdas se inyectan con mortero de relleno, y como uno de los sistemas con capacidad moderada de disipación de energía en el rango inelástico cuando solo se inyectan con mortero las celdas verticales que llevan refuerzo.
- ✦ *Mampostería parcialmente reforzada:* es la construcción con base en piezas de mampostería de perforación vertical, unidas por medio de mortero reforzada internamente con barras y alambres de (muros de mampostería parcialmente reforzada construidos con unidades de perforación vertical). Este sistema estructural se clasifica para efectos de diseño sismo-resistente, como uno de los sistemas de capacidad mínima de disipación de energía en el rango inelástico.

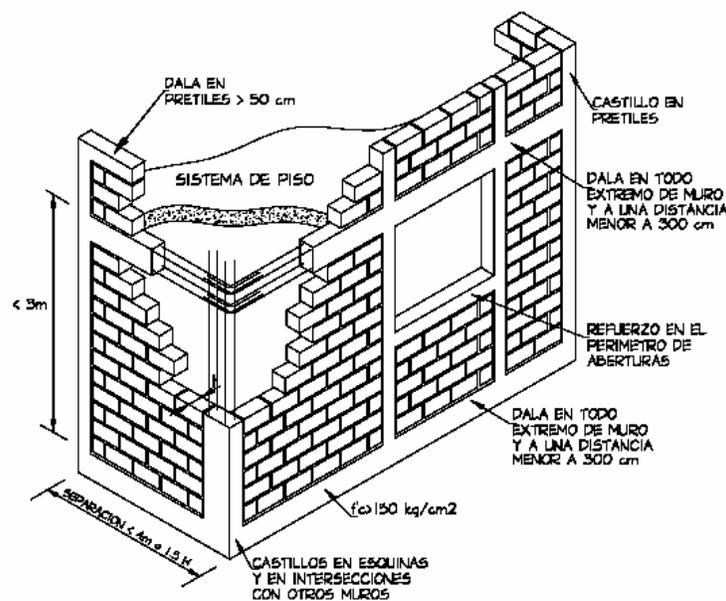


- ▲ *Mampostería no reforzada*: es la construcción con base en piezas de mampostería unidas por medio de mortero que no cumple las cuantías mínimas de refuerzo establecidas para la mampostería parcialmente reforzada. (muros de mampostería no reforzada). Este sistema estructural se clasifica como con capacidad mínima de disipación de energía en el rango inelástico.
- ▲ *Mampostería de muros confinados*: es la construcción con base en unidades de mampostería unidas por mortero, reforzada de manera principal con elementos de concreto reforzado construido alrededor del muro confinándolo. Este sistema estructural se clasifica como uno de los sistemas con capacidad moderada de disipación de energía en el rango inelástico.
- ▲ *Mampostería de muros diafragma*: son los muros colocados dentro de una estructura de pórticos, los cuales restringen su desplazamiento libre bajo cargas laterales. Este tipo de construcción no se permite para edificaciones nuevas, aplicable a la adición, modificación o remodelación del sistema estructural de edificaciones construidas antes de la vigencia de la NSR-98

La mampostería confinada y/o reforzada interiormente ha demostrado tener un excelente desempeño estructural y no es necesariamente más costosa.

Para nuestro caso se utilizará la **MAMPOSTERÍA CONFINADA** de tabique de barro rojo recocido.

La mampostería confinada es aquella que esta reforzada con castillos y dalas. En las siguientes figuras se definen los requisitos más importantes:



**Datos preliminares:****Lugar de construcción de la obra: Morelia, Michoacán.****Altura libre de entrepiso planta alta: 2,6 m****Altura libre de entrepiso planta baja: 2,6 m****Mampostería:****Tabique de barro rojo recocido**

El reglamento marca que la resistencia a la compresión de la mampostería de tabique de barro rojo recocido con mortero tipo II $f^*m = 15 \text{ kg/cm}^2$ (Sección 2.7.1.3, NTC Mampostería).

También nos dice que si no se realizan ensayos de muretes para esfuerzo cortante resistente de diseño deberá tomarse un valor de la tabla 2.9 (Sección 2.7.2.2 NTC mampostería), $V^*m = 3 \text{ kg/cm}^2$

Espesor de los muros: 12 cm**Tipo de mortero y especificaciones del reglamento**Mortero para pegar piezas

Los morteros que se empleen en elementos estructurales de mampostería deberán cumplir con los requisitos siguientes:

- Su resistencia a compresión será por lo menos de 40 kg/cm^2 .
- Siempre deberán contener cemento en la cantidad mínima indicada en la tabla siguiente.
- La relación volumétrica entre la arena y la suma de cementantes se encontrará entre 2.25 y 3. El volumen de arena se medirá en estado suelto.
- Se empleará la mínima cantidad de agua que dé como resultado un mortero fácilmente trabajable.

Si el mortero incluye cemento de albañilería, la cantidad máxima de éste, a usar en combinación con cemento, será la indicada en la tabla 2.2 que marca el reglamento para construcción de las NTC para mampostería.



**Tipo de losa: Maciza**

<i>Losa de azotea</i>			<i>Losa de entresuelo</i>		
Cargas permanentes			Cargas permanentes		
Carga muerta =	0,554	ton/m ²	Carga muerta =	0,416	ton/m ²
Carga adicional =	0,040	ton/m ²	Carga adicional =	0,040	ton/m ²
Carga Viva =	0,100	ton/m ²	Carga Viva =	0,170	ton/m ²
w =	0,694	ton/m²	w =	0,626	ton/m²

El peso de los muros se determinarán mediante la siguiente expresión:

$$W_{\text{muro}} = \text{Altura} * \text{Longitud} * \text{Peso del muro por m}^2$$

Diseño de castillos y dalas que confinan al muro.

Los castillos y las dalas, tienen una función importante para mantener la estabilidad ante cargas verticales, principalmente cuando se ha presentado el agrietamiento inclinado. Para distorsiones elevadas, en las que la mampostería está sumamente dañada, la capacidad de carga es mantenida y garantizada por las dalas y los castillos.

Estos elementos estarán colocados de acuerdo a las indicaciones que marca el reglamento.

1. Existirán castillos por lo menos en los extremos de los muros e intersecciones con otros muros, y en puntos intermedios del muro a una separación no mayor que 1.5H.

Como ejemplo:

$$\text{En planta baja} = 1.5 * 2.60 = 3.90 \text{ m};$$

$$\text{En planta alta} = 1.5 * 2.60 = 3.90 \text{ m}$$

2. Existirá una dala en todo el extremo horizontal del muro, a menos que este último esté ligado a un elemento de concreto reforzado de al menos 10cm de peralte. Además existirán dalas en el interior del muro a una separación no mayor de 3m y en la parte superior de parapetos o pretilas cuya altura sea superior a 50cm.

3. Las dalas y castillos tendrán una dimensión mínima igual al espesor del muro, $t = 12\text{cm}$.

4. El concreto de las dalas y castillos tendrán una resistencia a la compresión, $f'c$ no menor de 150 kg/cm^2

5. El refuerzo longitudinal del castillo y dala deberán dimensionarse para resistir las componentes vertical y horizontal, estará formado por lo menos de 3 de tres barras, cuya área total sea al menos igual a: $A_s = 0.2 \frac{f'c}{f_y} t^2$

6. El refuerzo longitudinal del castillo y la dala estarán anclados en los elementos que limitan al muro de manera que pueda desarrollar su esfuerzo de fluencia.

7. Los castillos y dalas estarán reforzados transversalmente por estribos cerrados y con un área al menos igual a:

$$A_{sc} = \frac{1000 S}{f_y hc}$$





Donde: S es la separación de los estribos

8. Existirán elementos de refuerzo con las mismas características que las dalas y castillos en el perímetro de toda apertura cuya dimensión horizontal exceda de $L / 4$ de la longitud del muro o separación entre castillos, o de 60cm también se colocaran elementos verticales y horizontales de refuerzo en aberturas con altura igual a la del muro.
9. El espesor de los muros (t), no será menor que 10cm y la relación altura libre a espesor del muro, será:

$$\frac{H}{t} < 30$$

Capacidad de carga de los castillos

Datos :	
$F'c =$	150 kg/cm ²
$F^*c =$	120 kg/cm ²
$F''c =$	102 kg/cm ²
$Fy =$	4200 kg/cm ²
$FR =$	0,8 Reglamento núcleo confinado
Proponiendo un castillo de:	
$b =$	12 cm
$h =$	12 cm
<i>Cumpliendo con el reglamento, se propone utilizar 4 varillas (proponiendo del # 3)</i>	
$As =$	0,71 cm ²
<i>Calculo de p.</i>	
$p = \frac{As}{b h} = 0,0197$	
$PR = FR * [f 'c b h * (1 - p) + fy b h p]$	
$PR =$	21061,056 kg

Para las dalas no se revisará la capacidad de carga ya que son elementos de confinamiento más no de carga, pero es necesario determinar cual será su armado.





A continuación se determinará el armado que llevarán las dalas y castillos.

Refuerzo longitudinal para dalas y castillos

Proponiendo un castillo de:

$$b = 12 \text{ cm}$$

$$h = 12 \text{ cm}$$

Proponiendo una dala de:

$$b = 12 \text{ cm}$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Como } A_s = 0.2 \frac{f'_c}{f_y} t^2$$

$$t = 12 \text{ cm (Para dalas y castillos)}$$

$$F'_c = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$FR = 0,8 \text{ Reglamento núcleo confinado}$$

$$A_s = 1,03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Proponiendo varillas del \#3 } A_{var} = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. De vars.} = A_s / A_{var} = 4 \text{ vars.}$$

Refuerzo transversal para dalas y castillos

$$\text{Sabido que: } A_{sc} = \frac{1000 S}{f_y h_c}$$

Donde:

h_c = Dimensión del castillo o dala en el plano del muro

$$h_c = 12 \text{ cm}$$

La separación de los estribos no excederá de:

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.5 t \\ \text{Ni de } 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$S = 18 \text{ cm}$$

Por lo tanto la separacion será: a cada 18 cm

$$A_{sc} = 0,357 \text{ cm}^2$$

Con estribos del # 2.5 se cubre el área calculada que maraca el reglamento (Área del estribo = 0.49)

Por lo se colocarán estribos del # 2.5 @ 18 cm





IV.2.- Revisión de Muros Bajo Cargas Axiales.

El RCDF establece que la resistencia de un muro a carga vertical debe de ser mayor o igual a la carga última aplicada sobre él, es decir: $P_R > P_u$

Deberán cumplirse los requisitos marcados en las NTC de mampostería en la sección 3.2.2.3

- a) Se podrá tomar F_E igual a 0.7 para muros interiores que soporten claros que no difieren en más de 50 por ciento. Se podrá tomar F_E igual a 0.6 para muros extremos o con claros que difieran en más de 50 por ciento así como para casos en que la relación entre cargas vivas y cargas muertas de diseño excede de uno.

Para ambos casos, se deberá cumplir simultáneamente que:

- 1) Las deformaciones de los extremos superior e inferior del muro en la dirección normal a su plano están restringidas por el sistema de piso, por dallas o por otros elementos;
 - 2) La excentricidad en la carga axial aplicada es menor que $t / 12$ y no hay fuerzas significativas que actúan en dirección normal al plano del muro; y
 - 3) La relación altura libre a espesor del muro, H / t , no excede de 20.
- b) Cuando no se cumplan las condiciones del inciso a), el factor de reducción por excentricidad y esbeltez se determinará como el menor entre el que se especifica en el inciso a), y el que se obtiene con la ecuación siguiente:

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right]$$

Donde:

H = Altura libre de un muro entre elementos capaces de darle apoyo lateral.

e' = Excentricidad calculada para la carga vertical más una excentricidad accidental que se tomara igual a $t / 24$

$$e' = e_c + e_a$$

Donde: e_c = excentricidad calculada para la carga vertical.

e_a = excentricidad accidental.

k = factor de altura efectiva del muro que se determinara según el criterio siguiente:

$k = 2$ para muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior.

$k = 1$ para muros extremos en que se apoyan losas.

$k = 0.8$ para muros limitados por 2 losas continuas a ambos lados del muro.

La carga resistente que soportará cada muro será calculada con la siguiente expresión:

$$P_R = F_R * F_E (f_m^* + 4) * A_T$$

Del reglamento se tiene que para F_R :

$F_R = 0.6$ si son muros confinados

$F_R = 0.3$ si son muros sin confinamiento.



**Trabes de planta alta**

Muro	Trabes que carga	Carga de las trabes (kg/cm)	Longitud de trabe (cm)	Muros de descarga	Carga total (kg)
1	TR2 9-10 B-D	6,54	407,00	2	665,09
	TR3 eje 6, B-E	16,44	465,00	2	1910,97
2	TR3 eje 6, B-E	16,44	465,00	2	1910,97
	TR4 eje 3, B-E	8,68	435,00	1	1887,18
3	TR4 eje 3, B-E	8,68	435,00	2	943,59
12	TR2 9-10 B-D	6,54	407,00	2	665,09
13	TR2 9-10 B-D	6,54	407,00	2	665,09
14	TR2 9-10 B-D	6,54	407,00	2	665,09
17	TR1 ejeE, 5-8	23,05	378,00	1	4355,90
20	TR1 ejeE, 5-9	23,05	378,00	1	4355,90
	TR4 eje 3, B-E	8,68	435,00	2	943,59

Trabes de planta baja

Muro	Trabes que carga	Carga de las trabes (kg/cm)	Longitud de trabe (cm)	Muros de descarga	Carga total (kg)
A	TR9 eje7, C-E	19,60	114,00	2	558,73
	TR9' eje7, B-E	25,56	58,00	1	741,35
	TR11 ejeC, 7-9	18,65	239,00	2	1114,48
	TR10 eje4, B-C	23,96	58,00	2	347,38
B	TR10 eje4, B-C	23,96	58,00	2	347,38
	TR10 eje4, C-E	29,08	300,00	1	4361,41
C	TR10 eje4, C-E	29,08	300,00	1	4361,41
	TR12 ejeE, 4-5	26,50	165,00	2	1093,13
D	TR12 ejeE, 4-6	26,50	165,00	2	1093,13
G	TR5 eje8, E-F	26,03	365,00	2	2375,30
H	TR5 eje8, E-F	26,03	365,00	2	2375,30
K	TR7 eje9-10, C-D	7,12	368,00	2	654,94
L	TR7 eje9-10, C-D	7,12	368,00	2	654,94
M	TR8 eje9, C-D	37,67	223,00	1	4200,30
O	TR12 ejeE, 7-9	28,88	239,00	2	1725,68
P	TR9 eje7, C-E	19,60	114,00	2	558,73
	TR9 eje7, C-E	19,60	301	2	1475,25
Q	TR6 eje5, E-F	45,69	278	3	2117,18





Muros de planta alta

Muro	Longitud (cm)	Espesor (cm)	Area Tributaria (m ²)	Carga total de la losa (kg)	Peso propio del muro (kg)	Carga de la (s) trabe (s) (kg)	Carga vertical		ec	e'	FE	Carga vertical resistente (kg/cm ²)	Revisión PR > Pu	
							P (kg)	Pu (kg)						
1	351,10	12	3,09	2144,46	2122,40	2576,06	6842,92	9580,09	1,38	1,88	0,33	15779,14	Pasa	
2	352,70	12	3,11	2158,34	2132,07	3798,15	8088,56	11323,99	1,47	1,97	0,32	15492,74	Pasa	
3	100,00	12	0,45	312,30	604,50	943,59	1860,39	2604,55	1,35	1,85	0,33	4526,43	Pasa	
4	112,50	12	1,11	770,34	680,06	0,00	1450,40	2030,56	1,06	1,56	0,35	5445,50	Pasa	
5	107,50	12	1,07	742,58	649,84	0,00	1392,42	1949,38	1,07	1,57	0,35	5198,36	Pasa	
6	150,00	12	0,56	388,64	906,75	0,00	1295,39	1813,55	0,60	1,10	0,39	8016,89	Pasa	
7	165,00	12	0,68	471,92	997,43	0,00	1469,35	2057,08	0,64	1,14	0,39	8742,41	Pasa	
8	377,50	12	3,56	2470,64	2281,99	0,00	4752,63	6653,68	1,04	1,54	0,36	18365,51	Pasa	
9	350,00	12	3,06	2123,64	2115,75	0,00	4239,39	5935,15	1,00	1,50	0,36	17172,06	Pasa	
10	82,50	12	1,66	1152,04	498,71	0,00	1650,75	2311,05	1,40	1,90	0,33	3693,23	Pasa	
11	82,50	12	1,66	1152,04	498,71	0,00	1650,75	2311,05	1,40	1,90	0,33	3693,23	Pasa	
12	212,10	12	1,17	1278,81	1584,90	665,09	3528,80	4940,31	1,10	1,60	0,35	10175,21	Pasa	
13	238,80	12	2,19	1951,80	1784,41	665,09	4401,30	6161,82	1,19	1,69	0,34	11228,44	Pasa	
14	77,50	12	1,51	1047,94	468,49	665,09	2181,52	3054,12	1,57	2,07	0,31	3321,71	Pasa	
15	277,50	12	4,28	2970,32	2019,48	0,00	4989,80	6985,72	1,19	1,69	0,48	18163,77	Pasa	
16	277,50	12	5,44	3775,36	2019,48	0,00	5794,84	8112,77	1,30	1,80	0,47	17689,80	Pasa	
17	372,50	12	6,96	4830,24	2179,13	4355,90	11365,27	15911,38	1,62	2,12	0,43	21971,92	Pasa	
18	142,50	12	2,29	1765,09	1037,03	0,00	2802,12	3922,97	1,26	1,76	0,47	9177,42	Pasa	
19	151,30	12	2,84	2331,92	1101,07	0,00	3432,99	4806,19	1,36	1,86	0,46	9517,32	Pasa	
20	222,50	12	3,30	2290,20	1301,63	5299,49	8891,32	12447,85	1,71	2,21	0,42	12817,70	Pasa	
							Σ	82080,89					114913,25	





Muros de planta baja

Muro	Longitud (cm)	Espesor (cm)	Area Tributaria (m ²)	Carga total de la losa (kg)	Peso propio del muro (kg)	Peso del nivel 2 (kg)	Carga de la (s) trabe (s) (kg)	Carga vertical		cc	e'	FE	Carga vertical resistente (kg/cm ²)	Revisión PR > Pu	
								P (kg)	Pu (kg)						
A	422,5	20	6,37	15468,34697	4673,842875	6961,19	2761,93	29865,31	41811,43911	0,264330447	0,764330447	0,750	72261,14079	Pasa	
B	65	20	0,665	1268,492009	719,05275	726,72	4708,79	7423,05	10392,272	0,081042918	0,581042918	0,765	11337,72423	Pasa	
C	65	20	0,495	895,2711406	719,05275	540,94	5454,55	7609,81	10653,73624	0,066929646	0,566929646	0,766	11354,71256	Pasa	
D	165	12	1,26	1961,141075	997,425	1376,94	1093,13	5428,64	7600,095937	0,080870617	0,580870617	0,432	9752,927575	Pasa	
E	120	12	1,59	2474,773261	725,4	1737,57	0,00	4937,74	6912,835726	0,03893097	0,53893097	0,435	7147,932575	Pasa	
F	315	12	2,48	3860,023703	1904,175	2710,17	0	8474,37	11864,11154	0,092875273	0,592875273	0,431	18577,97937	Pasa	
G	377,5	12	0,85	464,1	2281,9875	928,887745	2375,30	6050,28	8470,386672	0,109049985	0,609049985	0,430	22197,48627	Pasa	
H	357,5	12	3,06	2184,35368	2161,0875	3343,995988	2375,30	10064,74	14090,63332	0,222986769	0,72986769	0,420	20550,34417	Pasa	
I	90	12	1,66	1184,97618	544,05	1814,063183	0	3543,09	4960,325108	0,04248284	0,54248284	0,435	5357,462678	Pasa	
J	90	12	1,66	1184,97618	544,05	1814,063183	0	3543,09	4960,325108	0,04248284	0,54248284	0,435	5357,462678	Pasa	
K	212,1	12	1,17	916,11	1584,89604	1278,586701	654,94	4434,53	6208,338838	0,098492349	0,598492349	0,431	12496,17789	Pasa	
L	254	12	1,92	1315,41	1897,9896	2098,193561	654,94	5966,53	8353,139426	0,136919805	0,636919805	0,428	14858,31436	Pasa	
M	58	20	0,88	611,8464247	641,6163	961,6720489	4200,30	6415,44	8981,610838	0,110693633	0,610693633	0,763	10084,89122	Pasa	
N	48	12	1,16	870,9888982	349,3152	1267,65861	0	2487,96	3483,147791	0,027144407	0,527144407	0,608	3990,037666	Pasa	
O	246	12	3,69	2720,522216	1790,2404	4032,46575	1725,68	10268,91	14376,47477	0,210566874	0,710566874	0,587	19763,59779	Pasa	
P	175	12	1	546	1057,875	1092,809146	2033,98	4730,66	6622,928743	0,108929551	0,608929551	0,599	14329,62499	Pasa	
Q	87,5	12	0,76	798,9352448	511,875	830,5349513	2117,18	4258,53	5961,935871	0,078199292	0,578199292	0,602	7205,653464	Pasa	
								Σ	125502,67	175703,737					





IV.3 Revisión de Muros bajo la influencia de Cargas Laterales (Sismo).

Tipo de losa: Maciza

<i>Losa de azotea</i>			<i>Losa de entepiso</i>		
Cargas permanentes + accidentales			Cargas permanentes + accidentales		
Carga muerta =	0,554	ton/m ²	Carga muerta =	0,416	ton/m ²
Carga adicional =	0,040	ton/m ²	Carga adicional =	0,040	ton/m ²
Carga Viva =	0,070	ton/m ²	Carga Viva =	0,090	ton/m ²
w =	0,664	ton/m²	w =	0,546	ton/m²

El peso de los muros se determinarán mediante la siguiente expresión:

$$W_{\text{muro}} = \text{Altura} * \text{Longitud} * \text{Peso del muro por m}^2$$

El RCDF establece que la resistencia de un muro a cortante debe de ser mayor o igual al cortante último aplicado sobre él, es decir:

$$V_R \geq V_u$$

Donde V_u es la fuerza cortante última aplicada, la cual resulta de multiplicar el cortante producido por la acción del sismo por el factor de carga F_c correspondiente; y V_R es el cortante resistente del muro, que se obtiene mediante la aplicación de las expresiones establecidas en reglamento:

$$V_R = F_R (0.5 V_m^* A_T + 0.3 P) \leq 1.5 F_R V_m^* A_T$$

Donde:

F_R = es el factor de reducción, que de acuerdo al reglamento vale 0.7 para muros diafragma, muros confinados y muros con refuerzo interior; y 0.4 para muros no confinados ni reforzados interiormente.

V_m^* = es la resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería empleada

P = es la carga vertical soportada por el muro, se deberá tomar positiva en compresión.

A_T = es el área de la sección transversal del muro.

Para la determinación de las fuerzas y momentos que actúan en los muros, las estructuras se podrán analizar por medio de métodos estáticos o dinámicos, o bien empleando el método simplificado de análisis descrito más adelante.

En las NTC del RCDF, se establece que el análisis por sismo se hará con base en las rigideces relativas de los distintos muros, determinándolas tomando en cuenta las deformaciones por cortante y por flexión, debiéndose considerar la sección transversal agrietada del muro cuando la relación de carga vertical a momento flexionante produce tensiones verticales. Además se deberá tomar en cuenta la restricción que impone a la rotación de los muros, la rigidez de los sistemas de piso y techo, el efecto de las aberturas, pretilas, etc. en la rigidez y resistencia lateral.





Los métodos más utilizados para el análisis de muros ante cargas laterales son los siguientes:

- Método simplificado (método A)
- Método estático (método B).
- Método dinámico (método C).

Se propone utilizar el **Método Simplificado de Análisis Sísmico**, y para esto se verificará que cumpla con los requisitos especificados por el mismo método.

1.- Revisar si se puede emplear el método simplificado:

Requisitos:

- a) Al menos el 75% de las cargas verticales están soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de pisos.

Se cumple con este requisito.

- b) Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales. Deben existir muros perimetrales con longitud mínima del 50% del total.

Eje	Longitud total cm	Long. Perimetro cm	Porcentaje (%)
X	830,60	695,1	84
Y	2312,50	1891,5	82

- c) La relación entre longitud y ancho de la planta del edificio no excede de 2 a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación longitud a ancho satisfaga esta restricción y las que se fijan en el inciso anterior, y cada tramo se revise en forma independiente en su resistencia a efectos sísmicos.

$$\text{Longitud total del eje Y (largo) m} = 10,58$$

$$\text{Longitud total del eje X (ancho) m} = 7,95$$

$$\text{Relacion largo / ancho} = 1,3$$

- d) La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excede de 1.5 y la altura del edificio no es mayor de 13 m.

$$\text{Altura de la estructura} = 6,13 \quad \text{m}$$

$$\text{Dimension minima de la base} = 7,95 \quad \text{m}$$

$$\text{Relacion altura / base} = 0,8 \quad \text{m}$$

2.- Determinación del tipo de estructura:

Grupo B

Terreno tipo III





3.- Zona sísmica C: Por lo tanto $C_s = 0.16$, (**Manual de Obras Civiles de la CFE**)

4.- Peso total de la estructura contemplando todos los elementos que la conforman.

$$W_{\text{tinaco}} + W_{\text{losa azotea}} + W_{\text{muros planta alta}} + W_{\text{losa entrepiso}} + W_{\text{muros planta baja}}$$

$$\text{Peso total de la estructura } W_{\text{total}} = 204,18 \quad \text{ton}$$

5.- Cálculo del cortante basal (V_{basal}):

$$V_{\text{basal}} = C_s * W_{\text{total}}$$

$$V_{\text{basal}} = 32,67 \quad \text{ton}$$

6.- Cálculo del cortante último (V_u), marcado por el reglamento como $V_{\text{basal}} * F_c$ (Sección 3.4 reglamento del D.F. 2004).

$$F_c = 1.1$$

$$V_u = V_{\text{basal}} * F_c$$

$$V_u = 35,94 \quad \text{ton}$$

7.- Cálculo del cortante resistente (V_R), (NTC de mampostería del RCDF, sección 5.4)

$$V_{RX} = F_R * (0.5 V_m^* A_{Tx} + 0.3 P_x) \leq 1.5 F_R V_m^* A_{Tx}$$

$$V_{RY} = F_R * (0.5 V_m^* A_{Ty} + 0.3 P_y) \leq 1.5 F_R V_m^* A_{Ty}$$

De las NTC del RCDF para mampostería confinada:

$$F_R = 0.7$$

$$V_m^* = 3 \text{ kg/cm}^2$$

El área efectiva es el producto del área bruta de la sección transversal del muro, A_T , y el factor F_{AE} , que está dado por:

$$F_{AE} = 1 \quad \text{Si } \frac{H}{L} \leq 1.33$$

$$F_E = \left(1.33 \frac{H}{L}\right)^2 \quad \text{Si } \frac{H}{L} > 1.33$$



**Muros de planta alta**

Muro	H/L	Longitud (cm)	Espesor (cm)	FAE	Área Equivalente (cm ²)
1	0,741	351,1	12	1,00	4213,20
2	0,737	352,7	12	1,00	4232,40
3	2,600	100	12	0,26	314,01
4	2,311	112,5	12	0,33	447,09
5	2,419	107,5	12	0,30	390,09
6	1,733	150	12	0,59	1059,77
7	1,576	165	12	0,71	1410,55
8	0,689	377,5	12	1,00	4530,00
9	0,743	350	12	1,00	4200,00
10	3,152	82,5	12	0,18	176,32
11	3,152	82,5	12	0,18	176,32
12	1,226	212,1	12	1,00	2545,20
13	1,089	238,8	12	1,00	2865,60
14	3,355	77,5	12	0,16	146,16
15	0,937	277,5	12	1,00	3330,00
16	0,937	277,5	12	1,00	3330,00
17	0,698	372,5	12	1,00	4470,00
18	1,825	142,5	12	0,53	908,62
19	1,718	151,3	12	0,60	1087,56
20	1,169	222,5	12	1,00	2670,00
Ltx =		4203,5		ATx =	42502,90

Muros de planta baja

Muro	H/L	Longitud (cm)	Espesor (cm)	FAE	Área Equivalente (cm ²)
A	0,615	422,5	20	1,00	8450,00
B	4,000	65	20	0,11	143,72
C	4,000	65	20	0,11	143,72
D	1,576	165	12	0,71	1410,55
E	2,167	120	12	0,38	542,60
F	0,825	315	12	1,00	3780,00
G	0,689	377,5	12	1,00	4530,00
H	0,727	357,5	12	1,00	4290,00
I	2,889	90	12	0,21	228,91
J	2,889	90	12	0,21	228,91
K	1,226	212,1	12	1,00	2545,20
L	1,024	254	12	1,00	3048,00
M	4,483	58	20	0,09	102,11
N	5,417	48	12	0,06	34,73
O	1,057	246	12	1,00	2952,00
P	1,486	175	12	0,80	1682,88
Q	2,971	87,5	12	0,20	210,36
Lty =		3148,1		ATy =	34323,69



Cálculo de P_x y P_y

$$L \text{ total de muros (Ltm)} = L_{tx} + L_{ty} = 7346,6 \quad \text{cm}$$

$$P_x = L_{tx} * W_{\text{total}} / L_{tm} = 116,825 \quad \text{ton} \quad \text{ó} \quad 116825,39 \quad \text{kg}$$

$$P_y = L_{ty} * W_{\text{total}} / L_{tm} = 87,354322 \quad \text{ton} \quad \text{ó} \quad 87354,32 \quad \text{kg}$$

Con los resultados obtenidos se hace el cálculo de V_{R_x} y V_{R_y}

$$V_{R_x} = 69161,37 \quad \leq \quad 133884,12 \quad \text{kg}$$

$$V_{R_y} = 54316,00 \quad \leq \quad 107914,77 \quad \text{kg}$$

$$V_{R_x} = 69,16 \quad \leq \quad 133,88 \quad \text{ton}$$

$$V_{R_y} = 54,32 \quad \leq \quad 107,91 \quad \text{ton}$$

Haciendo la comparación de:

$$V_{R_x} = 69,16 \quad >> \quad V_u = 35,94 \quad \text{ton}$$

$$V_{R_y} = 54,32 \quad >> \quad V_u = 35,94 \quad \text{ton}$$

El cortante resistente de la estructura es **mucho mayor** que el **cortante ultimo** y por lo tanto la revisión por sismo pasa.





CAPÍTULO V

V.- DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN.

Aspectos generales.

La *subestructura* ó *cimentación* está compuesta por todos aquellos elementos de transición entre la superestructura y el suelo.

Cuando se habla de cimentaciones se habla también de la parte más importante de una construcción y en la cual no debe ahorrarse ni en materiales ni en cuidados. Es un grave error reducir, por economía, las dimensiones, calidad y proporciones de los materiales a emplear las cimentaciones, ya que será muy costoso pretender subsanar los defectos originados por estas deficiencias.

La función de una cimentación es brindar al edificio una base rígida y capaz de transmitir al suelo las acciones que se generen, sin que se produzcan fallas o deformaciones excesivas en el terreno. De una cimentación correcta depende el éxito de una estructura.

Las cimentaciones deben de cumplir con las siguientes características:

- ▲ Transmitir al terreno las cargas estáticas y dinámicas.
- ▲ Buscar que los asentamientos no superen los estados límites admisibles.
- ▲ Prevenir los asentamientos por sobre consolidación.
- ▲ Prevenir la licuefacción del suelo en caso de sismos.
- ▲ Trabajar en conjunto, limitando los desplazamientos diferenciales, horizontales y verticales, entre los apoyos.

Tipos de Terreno.

El suelo constituye el material de ingeniería más heterogéneo y más impredecible en su comportamiento. La presencia de diferentes tipos de suelos y de distintos tipos de estructuras da lugar a la existencia de distintos tipos de cimentaciones.

Los terrenos que pueden encontrarse al proyectar una cimentación se pueden clasificar de manera muy general:

▲ *Terreno Vegetal:*

Se entiende por terreno vegetal a la capa donde se desarrolla la vida de los vegetales de superficie, o en la que se encuentren las raíces de los mismos. Es un tipo de terreno absolutamente prohibido para cimentar una estructura, por pequeña que sea. Se exige siempre su remoción o excavación total hasta alcanzar el terreno natural.





▲ *Rellenos:*

Esta clase de terrenos, comúnmente originados por intervención humana, se comporta de manera parecida al terreno vegetal. Por la gran cantidad de huecos y por su falta de homogeneidad, sufren asentamientos grandes y desiguales, siendo necesario, profundizar las cimentaciones hasta que alcance el terreno natural. Los rellenos se reconocen con facilidad porque en ellos se encuentran restos de mampostería, mortero, otros restos de obras, o bien cenizas u otros residuos de materia orgánica.

▲ *Terrenos naturales:*

○ Suelos Arcillosos.

En mecánica de suelos se define como arcilla a las partículas de cualquier sustancia inorgánica menores a 0.02mm. Estos suelos son en principio, los más peligrosos para cimentar. En ellos se pueden producir grandes asentamientos a largo plazo. En este tipo de terrenos las pruebas de carga son inútiles para conocer su comportamiento. Lo que más influye en la duración del asentamiento es el contenido de agua del estrato y su permeabilidad, así como la del terreno adyacente, pues si una arcilla con un elevado contenido de agua es sometida a una carga, su asentamiento instantáneo es casi nulo, ya que el agua (que es incompresible) es quien soporta la carga. La presión hace que el agua trate de fluir desocupando huecos, pero este flujo es más lento y más difícil cuanto más impermeable sea el estrato, por lo que se comprende que en terrenos de arcilla muy pura y gran espesor el equilibrio demore muchos años en ser alcanzado. De lo dicho deducimos que puede cimentarse en terrenos arcillosos, pero cuidando que las cargas estén uniformemente repartidas en la planta del edificio, dando a las bases las dimensiones necesarias para que las cargas por unidad de superficie sea la misma, procurando que si van a presentar asentamientos, estos sean uniformes y no diferenciales.

▪ Suelos Arenosos:

Para el diseño de una cimentación debemos conocer la capacidad de carga del terreno. Esta capacidad se determina generalmente mediante un estudio de mecánica de suelos. La carga admisible depende principalmente de los asentamientos, los cuales deben ser compatibles con la capacidad de deformación de la estructura.

Capacidad de carga de un suelo.

Para el diseño de una cimentación debemos conocer la capacidad de carga del terreno. Esta capacidad se determina generalmente mediante un estudio de mecánica de suelos. La carga admisible depende principalmente de los asentamientos, los cuales deben ser compatibles con la capacidad de deformación de la estructura.

En las cargas permisibles influyen los siguientes factores:

- Tipo de terreno.
- Tipo de construcción.
- Los asentamientos que se puedan producir.
- Las dimensiones de la cimentación.
- Tiempo de carga en la construcción.
- Las vibraciones que puedan afectar a la construcción.





V.1.- Propuesta del tipo de Cimentación.

Dado a que la estructura esta diseñada a base de muros de carga y que estos muros recaen o descargan sobre la cimentación, se opto por emplear *zapatas corridas bajo muros* y en el caso de las columnas su descarga será a base de *zapatas aisladas* bajo estas, en el caso de zapatas aisladas de determinó esta opción ya que existe un ahorro en el material al diseñarlas de esta forma y no hacerlas corridas hasta el punto de su ubicación.

V.2.- Análisis y Diseño Estructural de la Cimentación.

Como ya se menciona en el punto anterior se estructurará la cimentación a base de zapatas corridas bajo muro y a continuación se presenta el procedimiento para el diseño.

➤ *Zapatas Corridas Bajo Muro.*

Procedimiento de diseño:

1. Cálculo de la descarga total de la cimentación.

$$P_t = P + W_s$$

$$W_s = ((\gamma_c + \gamma_s)/2) * B * L * D_f$$

D_f = profundidad de cimentación.

γ_c = peso volumétrico del material de la zapata.

γ_s = peso volumétrico del suelo.

2. Dimensionamiento de la zapata.

$$A_z = \frac{P_t}{q_r}; \quad \text{Como } A_z = B \times L \text{ y se toma } L = 1.0m \text{ por lo tanto } B = \frac{P_t}{q_r}$$

3. Cálculo de las presiones de contacto.

$$q = \frac{P_t}{BL} \leq q_r$$

4. Cálculo de la presión neta última.

$$q_n = \frac{P}{BL}; \quad q_{ru} = F_c(q_n)$$

5. Diseño de la losa.

a).- Por cortante:

$$d = \frac{q_{ru} \cdot l}{v_{CR} + q_{nu}}$$





donde: $d = \text{peralte}$

$$l = \text{vuelo de la zapata } l = \frac{B - c}{2}$$

$c = \text{ancho del muro del enrase}$

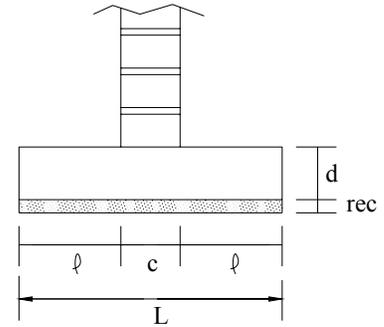
$v_{CR} = \text{esfuerzo cortante resistente del concreto}$

$$v_{CR} = 0.5 F_R \sqrt{f^*c}$$

$F_R = \text{factor de resistencia} = 0.8$

$$\text{Por lo tanto } v_{CR} = 0.4 \sqrt{f^*c}$$

- Espesor total. $H = d + \text{recubrimiento}$
- Revisión del peso real.

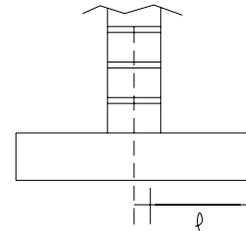


b).- Por flexión:

Se calcula el refuerzo en el sentido transversal y en el longitudinal se coloca el refuerzo mínimo por temperatura.

$$Mu = \frac{q_{nu} l^2}{2}$$

$$\rho = \frac{f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 Mu}{F_r b d^2 f'c}} \right]; \quad As = \rho b d$$



En las siguientes tablas aparece el desarrollo de los cálculos para el análisis de la cimentación; se hizo el análisis para zapata corrida de borde como de centro.

DATOS:

qr =	25 ton/m ²
Peso vol.suelo =	2,1 ton/m ³
Peso vol.concreto =	2,4 ton/m ³
Df =	0,9 m
fc =	200 kg/cm ²
Fc =	1,4 NTC cimentación

DISEÑO DE ZAPATAS

Tipo de Zapata	Muro	Long.muro (m)	Wt (ton)	P (ton/ml)	Bpropuesto (m)	Ws (ton/m)	Pt (ton/m)	A-zapata (m ²)	Bcalculado (m)	q (t/m ²)	qnu (t/m ²)
Centro	A	4,23	41,81	9,90	0,60	1,22	11,11	0,44	0,60	18,52	23,091
Centro	B	0,65	10,39	15,99	0,77	1,55	17,54	0,70	1,00	17,54	22,383
Centro	C	0,65	10,65	16,39	0,79	1,59	17,98	0,72	1,00	17,98	22,947
Centro	D	1,65	7,60	4,61	0,60	1,22	5,82	0,23	0,60	9,70	10,748
Centro	E	1,20	6,91	5,76	0,60	1,22	6,98	0,28	0,60	11,63	13,442
Lindero	F	3,15	11,86	3,77	0,60	1,22	4,98	0,20	0,60	8,30	8,788
Lindero	G	3,78	8,47	2,24	0,60	1,22	3,46	0,14	0,60	5,76	5,236
Lindero	H	3,58	14,09	3,94	0,60	1,22	5,16	0,21	0,60	8,59	9,197
Centro	I	0,90	4,96	5,51	0,60	1,22	6,73	0,27	0,60	11,21	12,860
Centro	J	0,90	4,96	5,51	0,60	1,22	6,73	0,27	0,60	11,21	12,860
Centro	K	2,12	6,21	2,93	0,60	1,22	4,14	0,17	0,60	6,90	6,830
Centro	L	2,54	8,35	3,29	0,60	1,22	4,50	0,18	0,60	7,51	7,673
Centro	M	0,58	8,98	15,49	0,74	1,51	16,99	0,68	1,00	16,99	21,680
Centro	N	0,48	3,48	7,26	0,60	1,22	8,47	0,34	0,60	14,12	16,932
Centro	O	2,46	14,38	5,84	0,60	1,22	7,06	0,28	0,60	11,77	13,636
Centro	P	1,75	6,62	3,78	0,60	1,22	5,00	0,20	0,60	8,33	8,831
Centro	Q	0,88	5,96	6,81	0,60	1,22	8,03	0,32	0,60	13,38	15,898



**Diseño por cortante****Para zapata de Centro (Bmáx.)**

Datos:

c =	30 cm
B =	100 cm
f'c =	250 kg/cm ²
f*c =	200 kg/cm ²
FR =	0,8 reglamento
Q _{nu} =	2,295 kg/cm ²
l =	35 cm
Df =	90 cm
Hplantilla =	5 cm
Hmuro=Hrell=	74,9 cm

$$V_{CR} = 0.5 F_R \sqrt{f'_C} = 5,657 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = \frac{Q_{nu} l}{Q_{nu} + V_{CR}} = 10,1 \text{ cm}$$

Como reglamento indica que **dmín = 10cm**,
por lo tanto: d = **10** cm

$$h = d + 5\text{cm} = 15 \text{ cm}$$

Revisión del peso real (Wreal ≤ Ws).

Wplantilla = B * Espesor * Peso vol. Concreto
Wplantilla = 0,110 ton/m

Wlosa = B * h * Peso vol. Concreto ref.
Wlosa = 0,332 ton/m

Wmiro = Bmuro * hmuro * Peso vol.muro
Wmiro = 0,337 ton/m

Wrelleno = Brell. * Hrell. * Peso vol. Rell.
Wrelleno = 0,682 ton/m

$$W_{real} = 1,461 \text{ ton/m}$$

$$W_s = 2,025 \text{ ton/m}$$

Como $W_{real} \leq W_s$, por lo tanto

Se acepta la sección

Diseño por cortante**Para zapata de Centro (Bmín.)**

Datos:

c =	25 cm
B =	60 cm
f'c =	250 kg/cm ²
f*c =	200 kg/cm ²
FR =	0,8 reglamento
Q _{nu} =	2,309 kg/cm ²
l =	18 cm
Df =	90 cm
Hplantilla =	5 cm
Hmuro=Hrell=	75,0 cm

$$V_{CR} = 0.5 F_R \sqrt{f'_C} = 5,657 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = \frac{Q_{nu} l}{Q_{nu} + V_{CR}} = 5,1 \text{ cm}$$

Como reglamento indica que **dmín = 10cm**,
por lo tanto: d = **10** cm

$$h = d + 5\text{cm} = 15 \text{ cm}$$

Revisión del peso real (Wreal ≤ Ws).

Wplantilla = B * Espesor * Peso vol. Concreto
Wplantilla = 0,066 ton/m

Wlosa = B * h * Peso vol. Concreto ref.
Wlosa = 0,198 ton/m

Wmiro = Bmuro * hmuro * Peso vol.muro
Wmiro = 0,281 ton/m

Wrelleno = Brell. * Hrell. * Peso vol. Rell.
Wrelleno = 0,341 ton/m

$$W_{real} = 0,887 \text{ ton/m}$$

$$W_s = 1,215 \text{ ton/m}$$

Como $W_{real} \leq W_s$, por lo tanto

Se acepta la sección



**Diseño por cortante****Para zapata de Lindero (B)**

Datos:

$$c = 25 \text{ cm}$$

$$B = 60 \text{ cm}$$

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

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_R = 0,8 \text{ reglamento}$$

$$Q_{nu} = 1,693 \text{ kg/cm}^2$$

$$l = 35 \text{ cm}$$

$$D_f = 90 \text{ cm}$$

$$H_{planta} = 5 \text{ cm}$$

$$H_{muro} = H_{rell} = 75,0 \text{ cm}$$

$$V_{CR} = 0.5 F_R \sqrt{f^*c} = 5,657 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = \frac{Q_{nu} l}{Q_{nu} + V_{CR}} = 8,1 \text{ cm}$$

Como reglamento indica que $d_{\min} = 10 \text{ cm}$,
por lo tanto: $d = 10 \text{ cm}$

$$h = d + 5 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$$

Revisión del peso real ($W_{real} \leq W_s$).

$$W_{planta} = B * \text{Espesor} * \text{Peso vol. Concreto}$$

$$W_{planta} = 0,066 \text{ ton/m}$$

$$W_{losa} = B * h * \text{Peso vol. Concreto ref.}$$

$$W_{losa} = 0,198 \text{ ton/m}$$

$$W_{muro} = B_{muro} * h_{muro} * \text{Peso vol. muro}$$

$$W_{muro} = 0,281 \text{ ton/m}$$

$$W_{relleno} = B_{rell.} * H_{rell.} * \text{Peso vol. Rell.}$$

$$W_{relleno} = 0,341 \text{ ton/m}$$

$$W_{real} = 0,887 \text{ ton/m}$$

$$W_s = 1,215 \text{ ton/m}$$

Como $W_{real} \leq W_s$, por lo tanto

Se acepta la sección



**Diseño por flexión****Para zapata de Centro (Bmáx.)
Sentido Transversal**

Datos:

B =	100 cm
d =	10 cm
c =	30 cm
l =	35 cm
f'c =	250 kg/cm ²
f*c =	200 kg/cm ²
f'c =	170 kg/cm ²
fy =	4200 kg/cm ²
FR =	0,9 <i>p/flexión reglamento</i>
β =	0,85

$$q_{nu} = 2,295 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_u = \frac{q_{nu} (1 + C/4)^2}{2}$$

$$M_u = 2,072 \text{ ton-m}$$

$$\rho = \frac{f'c}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{F_r b d^2 f'c}} \right] = 0,006$$

$$\rho_{mín} < \rho < \rho_{máx}$$

$$\rho_{mín} = \frac{0,7 \sqrt{f'c}}{fy} = 0,00264$$

$$\rho_{máx} = \frac{f'c}{fy} \frac{6000 B}{fy + 6000} = 0,02024$$

Se acepta el p calculado

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 5,846 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varillas del # 4

$$a_o = 1,27 \text{ cm}^2$$

La separación no deberá exceder de:

$$S = \begin{cases} 3,5 X1 = 35 & \text{cm} \\ 50\text{cm} \end{cases}$$

ni menor de 6cm.

$$S = \frac{100 a_o}{A_s} = 22 \text{ cm}$$

Entonces la separación será igual a:

$$S = 22 \text{ cm}$$

Se usarán varillas # 4 @ 20cm c. a. c.

Sentido Longitudinal

Como la zapata no se flexiona en éste sentido sólo se colocará Acaro por temperatura (Ast)

$$A_{st} = \frac{660 X1}{fy (100 + X1)} 1.5 (100)$$

$$A_{st} = 2,162 \text{ cm}^2$$

Como X1 < 15cm, el Ast se colocará en la parte inferior en una capa.

Proponiendo varillas del # 3

$$a_o = 0,71 \text{ cm}^2$$

La separación no deberá exceder de:

$$S = \begin{cases} 3,5 X1 = 35 & \text{cm} \\ 50\text{cm} \end{cases}$$

ni menor de 6cm.

$$S = \frac{100 a_o}{A_{st}} = 33 \text{ cm}$$

Entonces la separación será igual a:

$$S = 33 \text{ cm}$$

Se usarán varillas # 3 @ 30cm c. a. c.



**Diseño por flexión****Para zapata de Centro (B_{mín.})
Sentido Transversal**

Datos:

B =	60 cm
d =	10 cm
c =	25 cm
l =	18 cm
f'c =	250 kg/cm ²
f*c =	200 kg/cm ²
f'c =	170 kg/cm ²
f _y =	4200 kg/cm ²
FR =	0,9 <i>p/flexión reglamento</i>
β =	0,85

$$q_{nu} = 2,309 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_u = \frac{q_{nu} (1 + C/4)^2}{2}$$

$$M_u = 0,651 \text{ ton-m}$$

$$\rho = \frac{f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{F_r b d^2 f'c}} \right] = 0,003$$

$$\rho_{mín} < \rho < \rho_{máx}$$

$$\rho_{mín} = \frac{0,7 \sqrt{f'c}}{f_y} = 0,00264$$

$$\rho_{máx} = \frac{f'c}{f_y} \frac{6000 B}{f_y + 6000} = 0,02024$$

Se acepta el ρ calculado

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 1,789 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varillas del # 3

$$a_o = 0,71 \text{ cm}^2$$

La separación no deberá exceder de:

$$S = \begin{cases} 3,5 X1 = 35 \text{ cm} \\ 50\text{cm} \end{cases}$$

ni menor de 6cm.

$$S = \frac{100 a_o}{A_s} = 40 \text{ cm}$$

Entonces la separación será igual a:

$$S = 35 \text{ cm}$$

Se usarán varillas # 3 @ 35cm c. a c.

Sentido Longitudinal

Como la zapata no se flexiona en éste sentido sólo se colocará Acaro por temperatura (Ast)

$$A_{st} = \frac{660 X1}{f_y (100 + X1)} 1.5 (100)$$

$$A_{st} = 2,143 \text{ cm}^2$$

Como X1 < 15cm, el Ast se colocará en la parte inferior en una capa.

Proponiendo varillas del # 3

$$a_o = 0,71 \text{ cm}^2$$

La separación no deberá exceder de:

$$S = \begin{cases} 3,5 X1 = 35 \text{ cm} \\ 50\text{cm} \end{cases}$$

ni menor de 6cm.

$$S = \frac{100 a_o}{A_{st}} = 33 \text{ cm}$$

Entonces la separación será igual a:

$$S = 33 \text{ cm}$$

Se usarán varillas # 3 @ 30cm c. a c.



**Diseño por flexión****Para zapata de Lindero (B)
Sentido Transversal**

Datos:

B =	60 cm
d =	10 cm
c =	25 cm
l =	35,0 cm
f'c =	250 kg/cm ²
f*c =	200 kg/cm ²
f'c =	170 kg/cm ²
fy =	4200 kg/cm ²
FR =	0,9 p/flexión reglamento
β =	0,85

$$q_{nu} = 1,693 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_u = \frac{q_{nu} (1 + C/4)^2}{2}$$

$$M_u = 1,441 \text{ ton-m}$$

$$\rho = \frac{f'c}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{F_r b d^2 f'c}} \right] = 0,007$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,7 \sqrt{f'c}}{fy} = 0,00264$$

$$\rho_{\max} = \frac{f'c}{fy} \frac{6000 B}{fy + 6000} = 0,02024$$

Se acepta el ρ calculado

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 1,581 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varillas del # 3

$$a_o = 0,71 \text{ cm}^2$$

La separación no deberá exceder de:

$$S = \begin{cases} 3,5 X 1 = 35 & \text{cm} \\ 50\text{cm} \end{cases}$$

ni menor de 6cm.

$$S = \frac{100 a_o}{A_s} = 45 \text{ cm}$$

Entonces la separación será igual a:

$$S = 35 \text{ cm}$$

Se usarán varillas # 3 @ 35cm c. a. c.

Sentido Longitudinal

Como la zapata no se flexiona en éste sentido sólo se colocará Acaro por temperatura (Ast)

$$A_{st} = \frac{660 X 1}{fy (100 + X1)} 1.5 (100)$$

$$A_{st} = 2,143 \text{ cm}^2$$

Como X1 < 15cm, el Ast se colocará en la parte inferior en una capa.

Proponiendo varillas del # 3

$$a_o = 0,71 \text{ cm}^2$$

La separación no deberá exceder de:

$$S = \begin{cases} 3,5 X 1 = 35 & \text{cm} \\ 50\text{cm} \end{cases}$$

ni menor de 6cm.

$$S = \frac{100 a_o}{A_{st}} = 33 \text{ cm}$$

Entonces la separación será igual a:

$$S = 33 \text{ cm}$$

Se usarán varillas # 3 @ 30cm c. a. c.





➤ **Zapatas Aisladas Bajo Columnas.**

Las zapatas aisladas de las cuales a continuación se describirá su diseño, estarán sujetas a *Carga Axial y Momento Flexionante en dos direcciones.*

Procedimiento de Diseño.

1.- Cálculo de la Descarga Total de la Cimentación.

En este caso además de la descarga de la superestructura y el peso propio de la zapata se tiene un momento, el cual hay que transformar en una carga equivalente.

$$P_{equiv} = 1.5M$$

Para determinar la descarga total se toma en cuenta tres condiciones.

a) Cargas estáticas o permanentes (CM + CV)

$$P_T = W_S + P_{equiv}$$

donde: $P_T =$ descarga total.

$P_E =$ descarga de la superestructura en condicione de carga estática.

$W_S =$ peso propio supuesto de la zapata (se propone de $0.2P_E$ a $0.3P_E$).

$P_{equiv} =$ carga equivalente debida al momento.

$P_{equiv} = 1.5 (M_{EX} + M_{EY})$.

$M_{EX} =$ momento en sentido "x" en condiciones de carga estática.

$M_{EY} =$ momento en sentido "y" en condiciones de carga estática.

b) Cara estática más carga por Sismo en "x" (CM + CV + SISMO X)

$$P_T = P_E + P_{SX} + 0.3P_{SY} + W_S + P_{equiv}$$

donde: $P_T =$ descarga total.

$P_{SX} =$ cargas debido a Sismo en "x"

$P_{SY} =$ cargas debido a Sismo en "y"

$W_S =$ peso propio supuesto de la zapata (se propone de $0.2P$ a $0.3P$ tomando $P = P_E + P_{SX} + 0.3P_{SY}$).

$P_{equiv} =$ carga equivalente debida a los momento.

$P_{equiv} = 1.5 (M_{EX} + M_{EY} + M_{SX} + 0.3M_{SY})$.

$M_{SX} =$ momento debido al sismo en sentido "x"

$M_{SY} =$ momento debido al sismo en sentido "y"

c) Cargas estáticas más cargas por Sismo en "y" (CM + CV + SISMO Y)

$$P_T = P_E + 0.3P_{SX} + P_{SY} + W_S + P_{equiv}$$

donde: $W_S =$ peso propio supuesto de la zapata (se propone de $0.2P$ a $0.3P$ tomando $P = P_E + 0.3P_{SX} + P_{SY}$).





P_{equiv} = carga equivalente debida a los momento.

$$P_{equiv} = 1.5 (M_{EX} + M_{EY} + 0.3M_{SX} + M_{SY}).$$

2.- Dimensionamiento de la Zapata.

$$A_z = \frac{Pt}{q_r}$$

donde: A_z = área de la zapata.

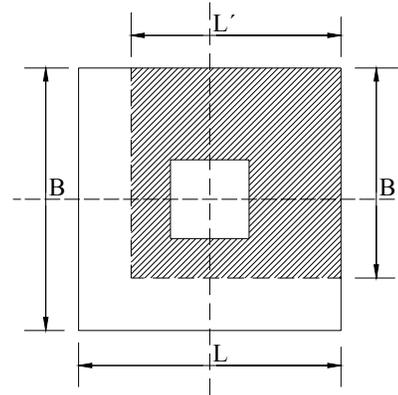
q_r = esfuerzo de diseño del terreno.

3.- Cálculo de las presiones de Contacto.

$$L' = L - 2e_x \quad ; \quad e_x = \frac{M_x}{P + W_s}$$

$$B' = B - 2e_y \quad ; \quad e_y = \frac{M_y}{P + W_s}$$

$$q = \frac{P + W_s}{B'L'} \leq q_r$$



4.- Cálculo de la Presión Neta Última.

$$q_n = \frac{P}{B'L'} \quad ; \quad q_{nu} = Fc (q_n)$$

donde: q_n = presión neta del terreno.

q_{nu} = presión neta última del terreno.

$$Fc = \text{factor de carga} \begin{cases} 1.5 \rightarrow (CM + CV) \text{ Estructura tipo A} \\ 1.4 \rightarrow (CM + CV) \text{ Estructura tipo B} \\ 1.1 \rightarrow (CM + CV + CA) \end{cases} \quad (\text{Art. 194. RCDF})$$

5.- Cálculo del Peralte Necesario para Resistir Cortante como Viga Ancha.

$$d = \frac{q_{nu} l}{v_{CR} + q_{nu}} \quad \text{donde: } l = \text{volado mayor} \begin{cases} \frac{L - Cx}{2} \\ \frac{B - Cy}{2} \end{cases} \quad y \quad v_{CR} = 0.4 \sqrt{f^*c}$$

6.- Cálculo del Peralte Necesario para Resistir Cortante por Penetración.

Debido a la acción del momento se complica obtener una expresión general para calcular este peralte, sin embargo existe una propuesta empírica que ha mostrado muy buenos resultados. Dicha propuesta consiste en resolver la misma ecuación cuadrática obtenida para zapatas sujetas a carga axial,

$$(q_{nu} + 4 v_{CR})d^2 + ((q_{nu} + 2 v_{CR})(Cx + Cy))d + q_{nu} Cx Cy - Pu = 0,$$





y una vez obtenido el peralte modificarlo de la siguiente fórmula:

$$\begin{aligned} \text{Peralte} &= d + 5\text{cm} && \text{si hay momento en un sentido y CM + CV} \\ \text{Peralte} &= d + 10\text{cm} && \text{si hay momento en un sentido y CM + CV + CA} \\ \text{Peralte} &= d + 10\text{cm} && \text{si hay momento en dos sentidos y CM + CV} \\ \text{Peralte} &= d + 15\text{cm} && \text{si hay momento en dos sentidos y CM + CV + CA} \end{aligned}$$

Para verificar que el peralte obtenido es adecuado se revisa la resistencia al corte según el reglamento, con la siguiente expresión:

$$v_u \leq v_{CR}$$

donde: v_{CR} = resistencia de diseño del concreto.

$$v_{CR} = F_R \sqrt{f^*c} \quad \text{ó} \quad F_R(0.5 + \gamma) \sqrt{f^*c} \quad (2.5.9.3 \text{ NTC})$$

$$F_R = 0.8 \text{ para CM + CV y } 0.7 \text{ para CM + CV + CA}$$

v_u = esfuerzo cortante último

$$v_u = \frac{V_U}{b_o d} \quad \rightarrow \quad \text{si sólo hay transmisión de momento}$$

$$v_u = \frac{V_U + \alpha_x M_{UX} C_{AB}}{b_o d J_{CX}} \quad \rightarrow \quad \text{si sólo hay transmisión de momento en } x$$

$$v_u = \frac{V_U + \alpha_y M_{UY} C_{CD}}{b_o d J_{CY}} \quad \rightarrow \quad \text{si sólo hay transmisión de momento en } y$$

$$v_u = \frac{V_U + \alpha_x M_{UX} C_{AB} + \alpha_y M_{UY} C_{CD}}{b_o d J_{CX} + J_{CY}} \quad \rightarrow \quad \text{si sólo hay transmisión de momento en ambos sentidos}$$

Para revisar si hay transmisión de momento:

$$M_{UX} > 0.2 V_U d \quad \text{Hay transmisión de momento en } x$$

$$M_{UY} > 0.2 V_U d \quad \text{Hay transmisión de momento en } y$$

$$V_U = P_U - q_{nu} A_f$$

$$A_f = (C_x + d)(C_y + d)$$

$$b_o = 2((C_x + d) + (C_y + d))$$

$$C_{AB} = \frac{C_x + d}{2} \quad ; \quad C_{CD} = \frac{C_y + d}{2}$$

$$\alpha_x = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{(C_x + d)/(C_y + d)}}$$





$$\alpha_x = 1 - \frac{1}{1 + 0.67\sqrt{(Cy + d)/(Cx + d)}}$$

$$J_{Cx} = \frac{d(Cx + d)^3}{6} + \frac{(Cx + d)d^3}{6} + \frac{d(Cy + d)(Cx + d)^2}{2}$$

$$J_{Cy} = \frac{d(Cy + d)^3}{6} + \frac{(Cy + d)d^3}{6} + \frac{d(Cx + d)(Cy + d)^2}{2}$$

- Espesor total.

$$H = d + \text{recubrimiento}$$

- Comprobación de que el peso propio real no exceda al peso supuesto

7.- Diseño por Flexión.

Se calcula el acero necesario para el lado largo y para el lado corto.

$$Mu = \frac{q_{nu} l^2}{2} ; \rho = \frac{f'c}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 Mu}{Fr b d^2 f'c}} \right] ; As = \rho b d ; s = \frac{100a_o}{As}$$

- Economía del concreto.
- Acero por temperatura.

8.- Croquis de Armado.

Calculo para q_{nu}

DATOS:

Peso Vol Con =	2,4 t/m ³
Peso Vol Sue =	2,1 t/m ³
qr =	25 t/m ²
Df =	0,9 m
Fc =	1,4 reglamento

DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS

Columna	Mx (ton-m)	My (ton-m)	Pequiv (ton)	P ton	P.P. columna ton	PE (ton)	Ws (ton)	Pt ton	Area Zapata (m ²)
No. 1	0,971	2,564	5,303	10,977	0,441	11,42	2,28	19,00	0,76
No. 2	2,316	1,256	5,358	3,545	0,441	3,99	0,80	10,14	0,41
No. 3	0,070	1,721	2,687	8,421	0,306	8,73	1,75	13,16	0,53

*

Columna	B=L m	ex	ey	B' m	L' m	q ton/m ²	qn ton/m ²	qnu ton/m ²
No. 1	1,10	0,07	0,19	0,73	0,958	19,702	16,418	23
No. 2	1,30	0,48	0,26	0,77	0,332	18,615	15,512	22
No. 3	0,90	0,01	0,16	0,57	0,887	20,674	17,228	24

* = Se propone



**DISEÑO POR CORTANTE****Zapata No. 1**

Datos :

$f_c =$	250 kg/cm ²	$l =$	35 cm
$f^*c =$	200 kg/cm ²	$f_y =$	4200 kg/cm ²
$f^c =$	170 kg/cm ²	FR =	0,8
$q_{nu} =$	2,299 kg/cm ²	$P_u =$	15985,31 kg
B =	110 cm	$M_{ux} =$	1,359 ton-m
L =	110 cm	$M_{uy} =$	3,590 ton-m
$C_x =$	40 cm		
$C_y =$	40 cm		

Cálculo del V_{cr}

$$V_{cr} = 5,657 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del peralte mínimo d para resistir cortante como viga ancha

$$d = 10 \text{ cm}$$

Cálculo del peralte necesario para resistir el cortante por penetración

$$\text{Proponiendo } d = 9 \text{ cm}$$

$$[q_{nu} + 4V_{cr}]d^2 + [(q_{nu} + 2V_{cr})(C_x + C_y)]d + q_{nu} C_x C_y - P_u = 0$$

$$0 = 0$$

El d que se tomará será como viga ancha

$$\text{Por lo que } d = 10 \text{ cm}$$

Como se tiene momento en 2 direcciones el peralte queda de la siguiente manera

$$\text{Peralte} = d + 10 \quad 20 \text{ cm}$$

$$H = \text{Peralte} + 5 \quad 25 \text{ cm}$$

REVISIÓN DEL PERALTE OBTENIDO SEGÚN EL REGLAMENTODONDE $v_u \leq v_{cr}$

$$v_{cr} = 11,313708 \text{ kg/cm}^2$$

ó

$$v_{cr} = 16,970563 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del cortante último v_u cuando hay transmisión de momentos en ambos sentidos

$$b_o = 240,45013 \text{ cm}$$

$$\alpha_x = 0,4011976$$

$$\alpha_y = 0,4011976$$

$$C_{AB} = 30,056267 \text{ cm}$$

$$C_{CD} = 30,056267 \text{ cm}$$

$$J_{cx} = 2994041,9 \text{ cm}^4$$

$$J_{cy} = 2994041,9 \text{ cm}^4$$

$$v_u = 1,993635 \text{ kg/cm}^2$$

Se acepta el peralte calculado

**DISEÑO POR CORTANTE****Zapata No. 2**

Datos :

$f_c =$	250 kg/cm ²	$l =$	45 cm
$f^*c =$	200 kg/cm ²	$f_y =$	4200 kg/cm ²
$f''c =$	170 kg/cm ²	FR =	0,8
$q_{nu} =$	2,172 kg/cm ²	$P_u =$	5580,51 kg
$B =$	130 cm	$M_{ux} =$	3,2424 ton-m
$L =$	130 cm	$M_{uy} =$	1,7584 ton-m
$C_x =$	40 cm		
$C_y =$	40 cm		

Cálculo del V_{cr}

$$V_{cr} = 5,657 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del peralte mínimo d para resistir cortante como viga ancha

$$d = 12 \text{ cm}$$

Cálculo del peralte necesario para resistir el cortante por penetración

$$\text{Proponiendo } d = 2 \text{ cm}$$

$$[q_{nu} + 4V_{cr}]d^2 + [(q_{nu} + 2V_{cr})(C_x + C_y)]d + q_{nu} C_x C_y - P_u = 0$$

$$0 = 0$$

El d que se tomará será como viga ancha

$$\text{Por lo que } d = 12 \text{ cm}$$

Como se tiene momento en 2 direcciones el peralte queda de la siguiente manera

$$\text{Peralte} = d + 10 = 22 \text{ cm}$$

$$H = \text{Peralte} + 5 = 27 \text{ cm}$$

REVISIÓN DEL PERALTE OBTENIDO SEGÚN EL REGLAMENTODONDE $v_u \leq v_{cr}$

$$v_{cr} = 11,314 \text{ kg/cm}^2$$

ó

$$v_{cr} = 16,971 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del cortante último v_u cuando hay transmisión de momentos en ambos sentidos

$$b_o = 249,934 \text{ cm}$$

$$\alpha_x = 0,401$$

$$\alpha_y = 0,401$$

$$C_{AB} = 31,242 \text{ cm}$$

$$C_{CD} = 31,242 \text{ cm}$$

$$J_{cx} = 3774893 \text{ cm}^4$$

$$J_{cy} = 3774893 \text{ cm}^4$$

$$v_u = 1,661 \text{ kg/cm}^2$$

Se acepta el peralte calculado

**DISEÑO POR CORTANTE****Zapata No. 3**

Datos :

$f_c =$	250 kg/cm ²	$l =$	27,5 cm
$f^*c =$	200 kg/cm ²	$f_y =$	4200 kg/cm ²
$f''c =$	170 kg/cm ²	$FR =$	0,8
$q_{nu} =$	2,412 kg/cm ²	$P_u =$	12218,23 kg
$B =$	90 cm	$M_{ux} =$	0,098 ton-m
$L =$	90 cm	$M_{uy} =$	2,409 ton-m
$C_x =$	35 cm		
$C_y =$	35 cm		

Cálculo del V_{cr}

$$V_{cr} = 5,657 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del peralte mínimo d para resistir cortante como viga ancha

$$d = 8 \text{ cm}$$

Cálculo del peralte necesario para resistir el cortante por penetración

$$\text{Proponiendo } d = 8 \text{ cm}$$

$$[q_{nu} + 4V_{cr}]d^2 + [(q_{nu} + 2V_{cr})(C_x + C_y)]d + q_{nu} C_x C_y - P_u = 0$$

$$0 = 0$$

El d que se tomará será como viga ancha

$$\text{Por lo que } d = 8 \text{ cm}$$

Como se tiene momento en 2 direcciones el peralte queda de la siguiente manera

$$\text{Peralte} = d + 10 = 18 \text{ cm}$$

$$H = \text{Peralte} + 5 = 23 \text{ cm}$$

REVISIÓN DEL PERALTE OBTENIDO SEGÚN EL REGLAMENTODONDE $v_u \leq v_{cr}$

$$v_{cr} = 11,314 \text{ kg/cm}^2$$

ó

$$v_{cr} = 16,971 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del cortante último v_u cuando hay transmisión de momentos en ambos sentidos

$$b_o = 212,882 \text{ cm}$$

$$\alpha_x = 0,401$$

$$\alpha_y = 0,401$$

$$C_{AB} = 26,610 \text{ cm}$$

$$C_{CD} = 26,610 \text{ cm}$$

$$J_{cx} = 1884712,4 \text{ cm}^4$$

$$J_{cy} = 1884712,4 \text{ cm}^4$$

$$v_u = 1,421 \text{ kg/cm}^2$$

Se acepta el peralte calculado

**DISEÑO POR FLEXIÓN****Zapata No. 1**

Datos :

$f_c =$	250 kg/cm ²
$f^*_c =$	200 kg/cm ²
$f''_c =$	170 kg/cm ²
$q_{nu} =$	22,986 ton/m ²
$b =$	100 cm
$d =$	20 cm
$l =$	0,35 m
$f_y =$	4200 kg/cm ²
$FR =$	0,9

Cálculo del Mu para el diseño

$$Mu = 1,408 \text{ ton - m}$$

Cálculo de p

$$p = 0,00093$$

$$p \text{ mín} = 0,00264 \quad p \text{ máx} = 0,02024$$

Se usara el p mínimo por lo que:

$$p = 0,00264$$

Cálculo del area de acero A_s

$$A_s = 5,30 \text{ cm}^2$$

Propiniendo varilla del # 4 con un area de acero

$$a_o = 1,27 \text{ cm}^2$$

Separación de las varillas:

$$S = 24 \text{ cm}$$

Se usarán varillas # 4 @ 25cm c. a c.

DISEÑO POR FLEXIÓN**Zapata No. 2**

Datos :

$f_c =$	250 kg/cm ²
$f^*_c =$	200 kg/cm ²
$f''_c =$	170 kg/cm ²
$q_{nu} =$	21,717 ton/m ²
$b =$	100 cm
$d =$	22 cm
$l =$	0,45 m
$f_y =$	4200 kg/cm ²
$FR =$	0,9

Cálculo del Mu para el diseño

$$Mu = 2,199 \text{ ton - m}$$

Cálculo de p

$$p = 0,00117$$

$$p \text{ mín} = 0,00264 \quad p \text{ máx} = 0,0202$$

Se usara el p mínimo por lo que:

$$p = 0,00264$$

Cálculo del area de acero A_s

$$A_s = 5,92 \text{ cm}^2$$

Propiniendo varilla del # 4 con un area de acero

$$a_o = 1,27 \text{ cm}^2$$

Separación de las varillas:

$$S = 21 \text{ cm}$$

Se usarán varillas # 4 @ 20cm c. a c.



**DISEÑO POR FLEXIÓN****Zapata No. 3**

Datos :

$f_c =$	250 kg/cm ²
$f^*_c =$	200 kg/cm ²
$f''_c =$	170 kg/cm ²
$q_{nu} =$	24,120 ton/m ²
$b =$	100 cm
$d =$	18 cm
$l =$	0,275 m
$f_y =$	4200 kg/cm ²
$FR =$	0,9

Cálculo del Mu para el diseño

$$Mu = 0,912 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Cálculo de p

$$p = 0,00073$$

$$p \text{ mín} = 0,00264 \quad p \text{ máx} = 0,02024$$

Se usara el p mínimo por lo que:

$$p = 0,00264$$

Cálculo del area de acero A_s

$$A_s = 4,802 \text{ cm}^2$$

Propiniendo varilla del No. 3 con un area de acero

$$a_o = 1,27 \text{ cm}^2$$

Separación de las varillas:

$$S = 26 \text{ cm}$$

$\overset{0}{\circ} \circ$ Se usarán varillas # 4 @ 25cm c. a c.

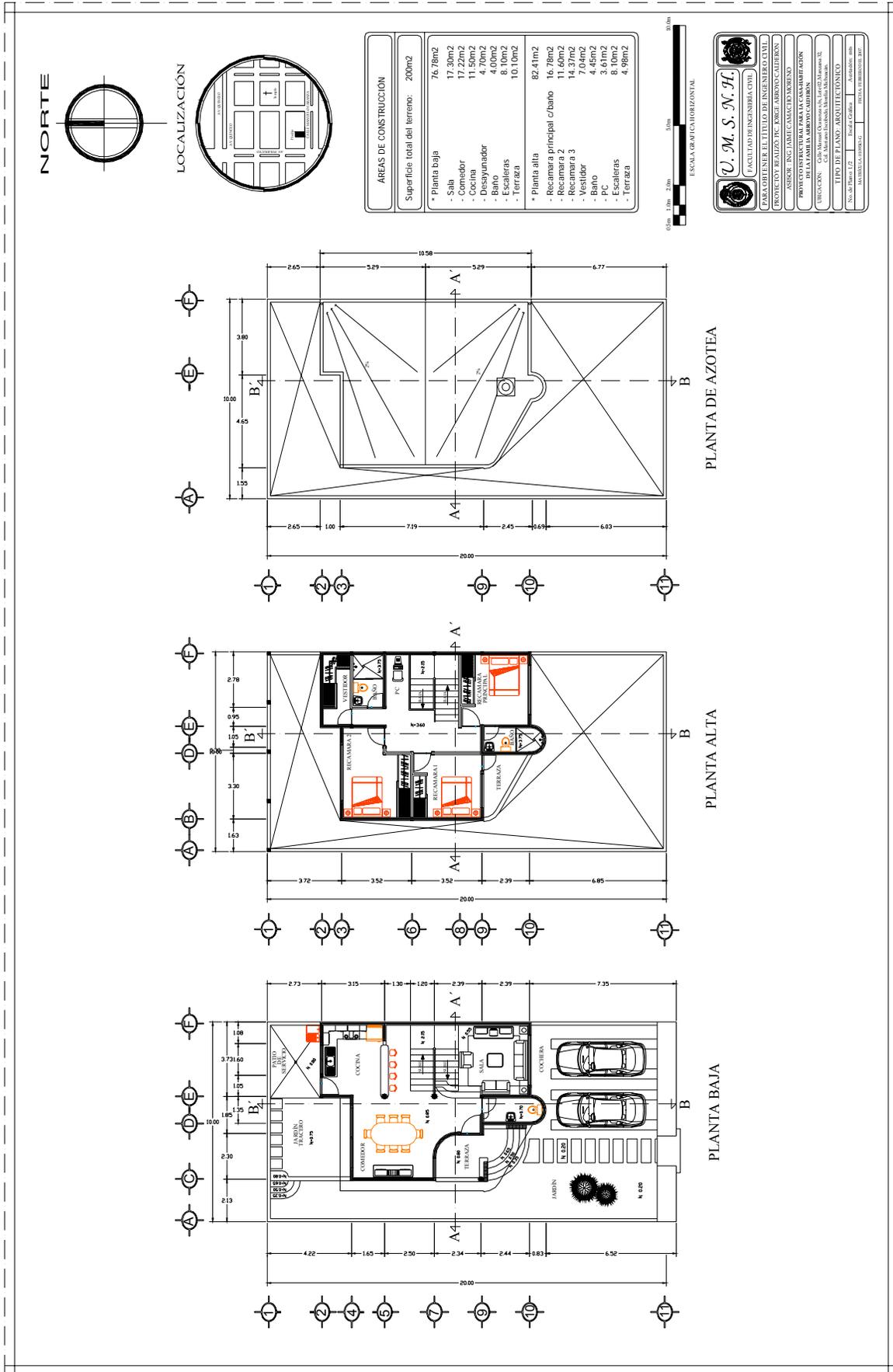




CAPÍTULO VI

PLANOS ESTRUCTURALES





U. M. S. N. H.

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

ESCUELA DE INGENIERÍA DE TITULO DE INGENIERÍA CIVIL

CONVENIO REALIZADO POR: ENGENIERO CIVIL

ASISTENTE: ENGENIERO CIVIL

PROYECTO DE INGENIERÍA PARA LA CÁMARA DE COMERCIO DE LA CIUDAD DE MEDELLÍN

UBICACIÓN: Calle Abatón de Capatzen No. 14-102, Jardines de Capatzen, Medellín, Antioquia, Colombia

TÍTULO DE PLANO: ARQUITECTÓNICO

NO. DE PLANO: 1.12

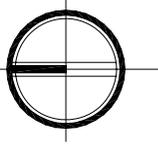
FECHA DE ELABORACIÓN: 2014

INSTITUCIÓN: U. M. S. N. H.

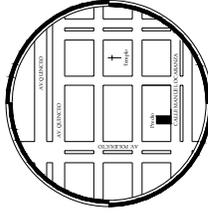




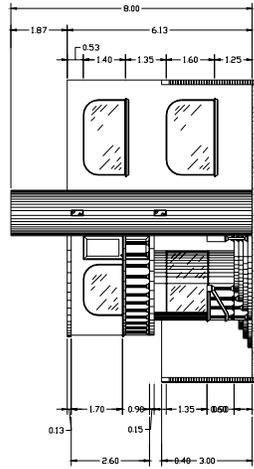
NORTE



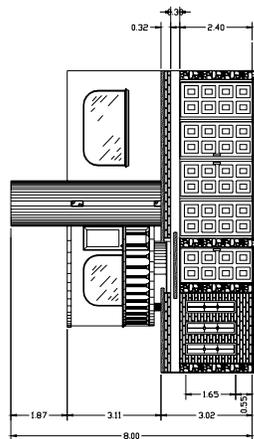
LOCALIZACIÓN



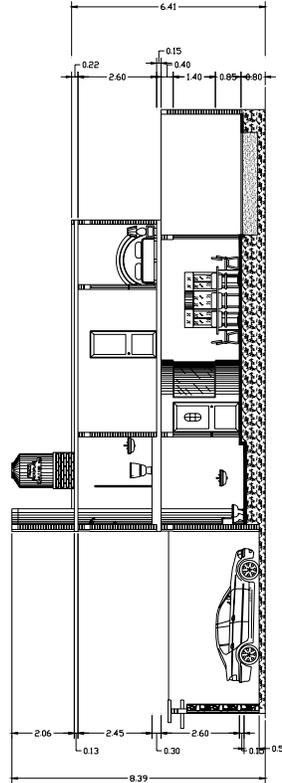
U. M. S. N. H.
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
 PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
 PROYECTO Y REALIZACIÓN DEL ARBOLADO CALIFORNIENSE
 ASesor: ING. JAMÉ CAMACHO HERNÁNDEZ
 PROYECTO ESTRUCTURAL PARA LA CASA HABITACIÓN
 DE LA FAMILIA BUSTOS CALDERÓN
 UBICACIÓN: Calle 10 de Agosto y Calle 15 de Agosto No. 2,
 Colonia Jardines de San Mateo, San Mateo, Jalisco, México.
 TIPO DE PLANO: ARQUITECTÓNICO
 No. de Plano: 22 | Escala: Gráfica | Autores: J.A.C. / J.F.I.C.
 INSTITUTO TECNOLÓGICO DE CALDERÓN



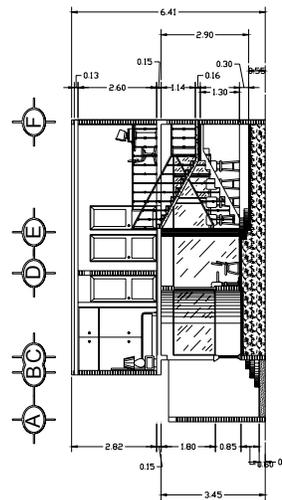
FACHADA INTERIOR



FACHADA EXTERIOR

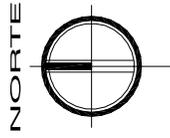


CORTE "LONGITUDINAL" B-B'

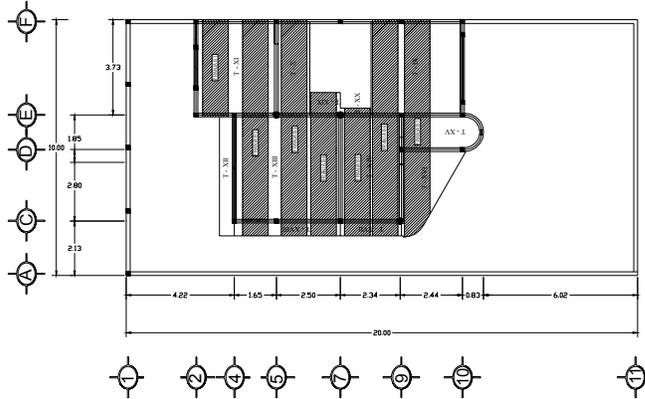
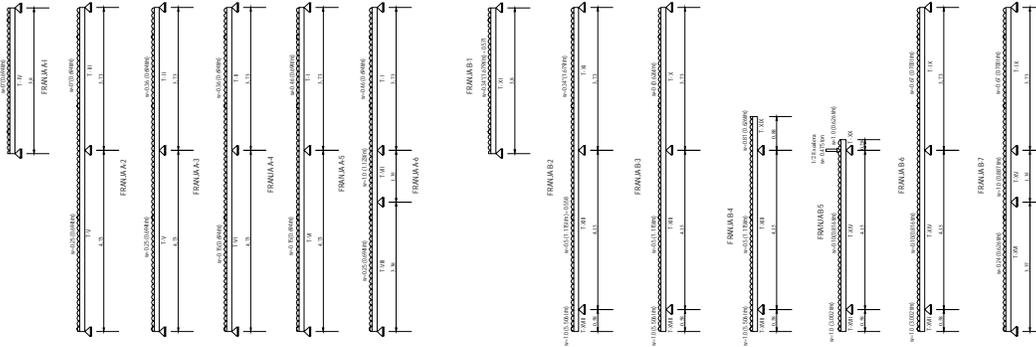
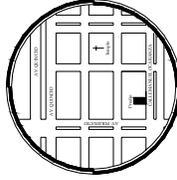


CORTE "TRANSVERSAL" A-A'

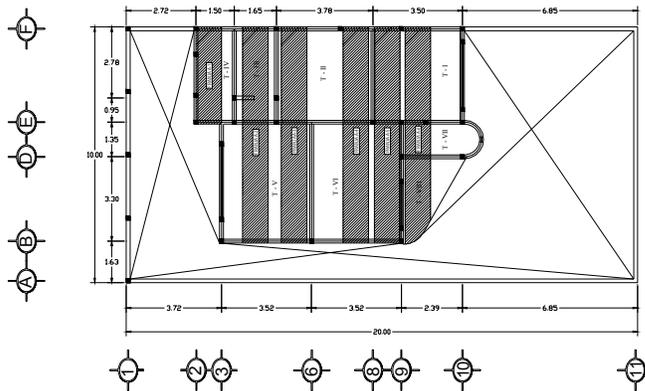




LOCALIZACIÓN



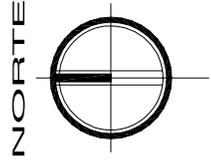
FRANJAS SENTIDO TRANSVERSAL B - (I, II, III, IV, V, VI y VII) PLANTA BAJA



FRANJAS SENTIDO TRANSVERSAL A - (1, 2, 3, 4, 5, y 6) PLANTA ALTA

U. M. S. N. H.
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
 CARRERA DE INGENIERÍA DE ESTRUCTURAS
 CENTRO DE INVESTIGACIONES Y DESARROLLOS TECNOLÓGICOS
 DE LA FAMILIA ARROYO CALDERÓN
 UBICACIÓN: Calle Antonio Ovaroa s/n, Urb. 12, Managua 2.
 TELÉFONO: (505) 2221-1111 FAX: (505) 2221-1112
 E-MAIL: u.m.s.n.h@unh.edu.ni RECTOR: FERRANDO CALDERÓN





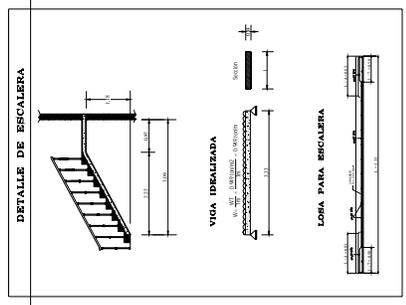
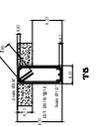
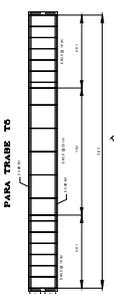
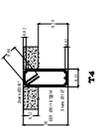
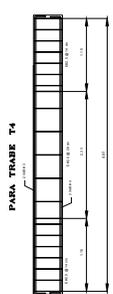
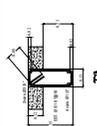
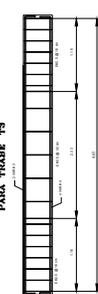
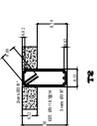
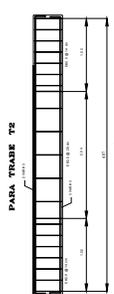
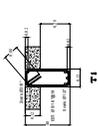
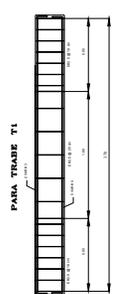
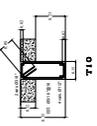
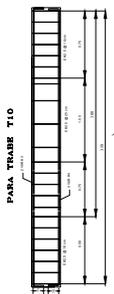
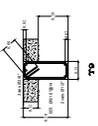
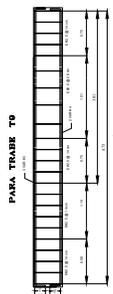
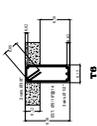
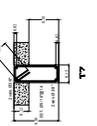
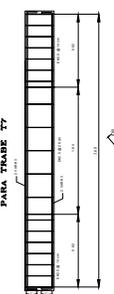
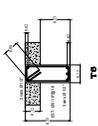
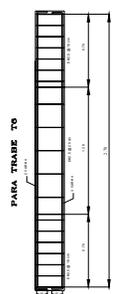
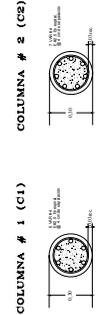
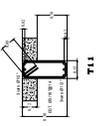
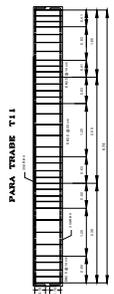
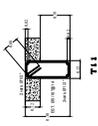
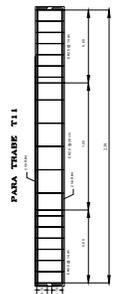
LONGITUD DE DOBLES

Numero	Ø (cm)	e (cm)	12 db (cm)	4 db (cm)
2	14"	20	8	2.5
3	5/8"	32	10	3.5
4	3/8"	40	12	4
5	1/2"	50	15	5
6	1"	60	19	6.5

ESPECIFICACIONES

NOTAS GENERALES

- 1.- ACOLOCAR ARMADOS EN CONCORDANCIA CON LAS INDICACIONES DE LOS PLANOS DE ESTRUCTURA.
- 2.- PLANOS DE ESTRUCTURA EN CONCORDANCIA CON LOS PLANOS DE ARQUITECTURA.
- 3.- CONCRETAR EN TRAMES Y COLUMNAS EN UN SOLO MOMENTO DE TRABAJO.
- 4.- TODOS EL CONCRETOS DE CLASIFICACION C-250.
- 5.- ACERO DE ARMADO DE CLASIFICACION A-4200.
- 6.- ACERO DE ARMADO DE CLASIFICACION A-4200.
- 7.- SE DEBE EVITAR EL USO DE BARRAS DE ACERO CON REBARBOS EN LAS UNIONES.
- 8.- CONCRETAR CON TRAMES Y COLUMNAS EN UN SOLO MOMENTO DE TRABAJO.
- 9.- ARMADO EN UN SOLO MOMENTO DE TRABAJO.



U. M. S. N. H.

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PARA OBTENER EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

PROYECTO REALIZO POR: JORGE ARROYO CALDERON

ASESOR: ING. JAMES CAMACILO DOMINGO

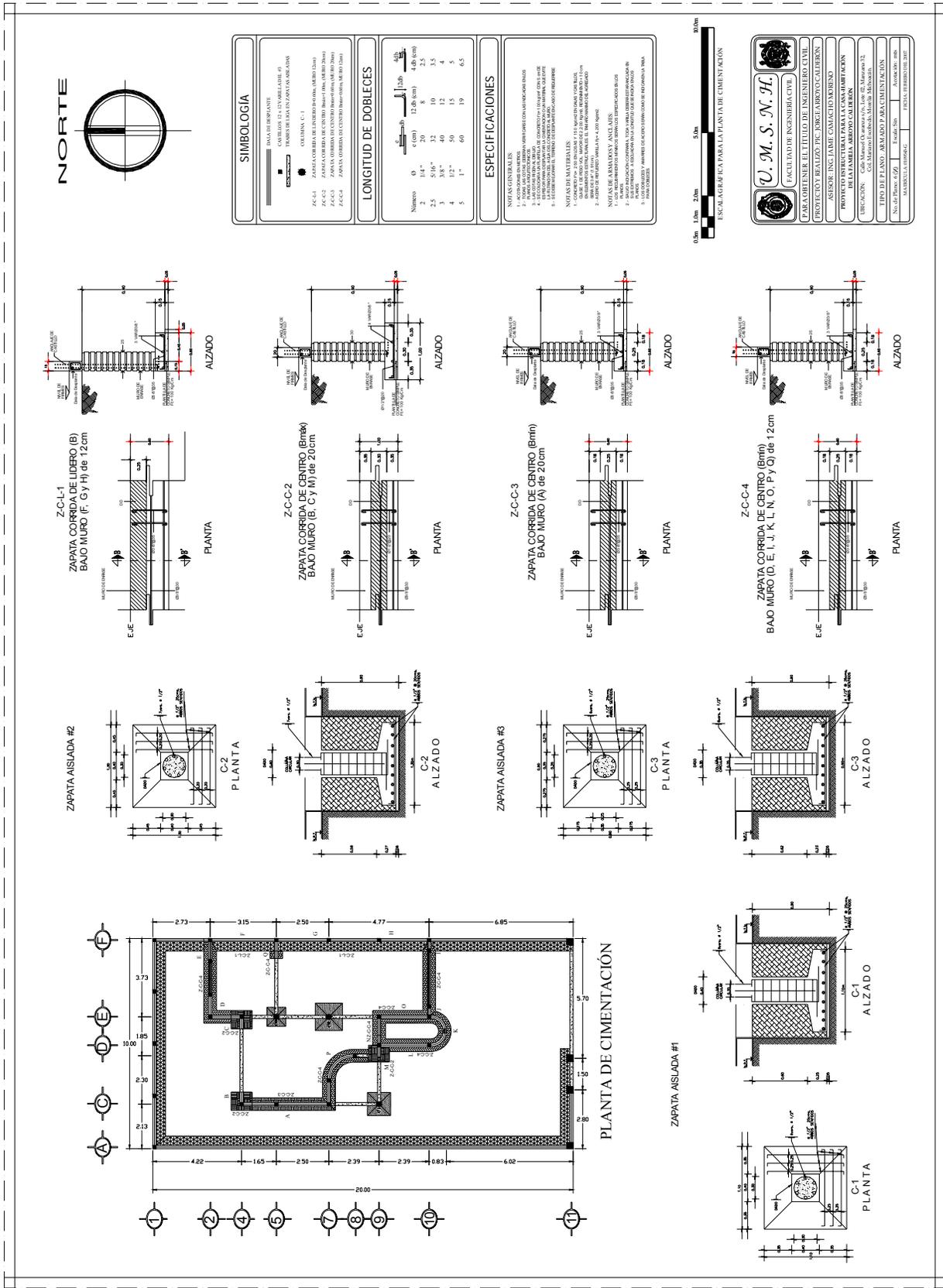
PROYECTO ESTRUCTURAL PARA LA CASA HABITACION DE LA CALLE CALABRIZO CALDERON

UBICACION: CALLE CALABRIZO CALDERON, MANABITA, CANTON MANABITA, PROV. MANABITA

TIPO DE PLANO: ARMADO DE TRAMES Y COLUMNAS

No. de Plano: 5/9 Fecha: 6/11 Escala: 1/20

MANEJO Y DISEÑO: JORGE ARROYO CALDERON





CONCLUSIONES

- *Al proyectar cualquier tipo de obra como en el caso de una casa-habitación, es necesario contar con los proyectos “Arquitectónico” y “Estructural”; el primero, indica los espacios que requiere el ser humano para vivir en ella; y el segundo, consta de la elaboración y diseño de los elementos que intervienen en la estructura de la construcción.*
- *Con la elaboración de este proyecto, pude constatar lo importante que es el diseño de las estructuras de una edificación, sin importar la magnitud de ésta, y que cada uno de los elementos que la conforman tienen que tener su propio diseño, para que en conjunto con los demás elementos tengan un comportamiento adecuado y así brindar seguridad y funcionalidad a toda aquella persona que vaya a hacer uso del inmueble.*
- *Haciendo énfasis en el uso de los materiales utilizados para la elaboración de los elementos estructurales, se destaca que hubo un ahorro, ya que el diseño de estos elementos nos indica las dimensiones y refuerzos adecuados para tener un buen comportamiento y soportar las cargas para las cuales fueron diseñados.*
- *Por último cabe destacar que cada proyecto requiere de su propio diseño, ya que para cada caso se presentan diferentes situaciones en las que uno como Ingeniero Civil deberá tomar criterios y decisiones que favorezcan a la construcción.*





GLOSARIO

- a_1, a_2 claro corto y claro largo de un tablero de losa, (m)
- a_o área transversal de una barra, (cm)
- A_c área transversal del núcleo, asta la orilla exterior del refuerzo transversal (cm^2)
- A_f área de falla en la zapata, (cm^2)
- A_g área bruta de la sección transversa, (cm^2)
- A_s área del refuerzo longitudinal en tensión en acero de elementos a flexión, (cm^2)
- A_{sc} área del acero de refuerzo transversal de los castillos colocada a una separación S , (cm^2)
- A_{st} área de acero requerida por temperatura (cm^2)
- A_{Tx} área de la sección transversal equivalente del muro en dirección x , (cm^2)
- A_{Ty} área de la sección transversal equivalente del muro en dirección y , (cm^2)
- A_t área bruta de la sección transversal del muro, (cm^2)
- A_v área de todas las ramas del refuerzo por tensión diagonal, (cm^2)
- A_z área de la zapata, (cm^2)
- b ancho de una sección rectangular, o ancho de una viga ficticia para resistir fuerza cortante en losas y zapatas, (cm)
- b_o perímetro de la sección crítica por tensión diagonal alrededor de las cargas concentradas a reacciones en losas y zapatas, (cm)
- C_s coeficiente sísmico
- d peralte efectivo en dirección de la flexión, (cm)
- e_a excentricidad accidental para muros, (cm)
- E_c módulo de elasticidad del concreto, (kg/cm^2)
- e_{ax} excentricidad accidental en dirección X , (cm)
- e_{ay} excentricidad accidental en dirección Y , (cm)
- e_x excentricidad en X , (cm)
- e_y excentricidad en Y , (cm)
- F_c factor de carga del reglamento
- FE factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez
- FR factor de resistencia
- $f'c$ resistencia especificada del concreto a compresión, (kg/cm^2)
- $f'c$ magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión, (kg/cm^2)





- f^*c resistencia nominal del concreto a compresión, (kg/cm^2)
- f^*m resistencia de diseño a compresión de la mampostería, referida al área bruta, (kg/cm^2)
- f_s esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, (kg/cm^2)
- f_y esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo, (kg/cm^2)
- hc dimensión de la sección del castillo o dala que confina al muro en el plano del mismo
- k factor de altura efectiva del muro
- M momento flexionante que actúa en una sección, $(kg-cm)$
- P carga axial que actúa en una sección; también carga concentrada en losas o trabes, (kg)
- PE descarga de la superestructura en condiciones de carga estática, (kg)
- $P_{equivalente}$ carga equivalente debida al momento (kg)
- P_R resistencia de diseño del muro a carga vertical, (para mampostería) (kg)
- P_R carga normal resistente de diseño, (para concreto) (kg)
- P_{RO} carga axial resistente de diseño, (kg)
- q_r esfuerzo de diseño del terreno, (kg/cm^2)
- q presión de contacto sobre el terreno, (kg/cm^2)
- q_n presión neta del terreno, (kg/cm^2)
- q_{nu} presión neta última del terreno, (kg/cm^2)
- Sh separación del refuerzo transversal en columnas circulares, (cm)
- V^*m resistencia de diseño a compresión diagonal, (kg)
- V_{CR} fuerza cortante de diseño que toma el concreto, (kg)
- V_{SR} fuerza cortante de diseño que toma el acero de refuerzo transversal, (kg)
- V_U fuerza cortante de diseño. (kg)
- x_1 dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo por cambios volumétricos (cm)
- β_1 factor que especifica la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos a compresión
- \pm vuelo de la zapata, (cm)
- θ ángulo que el acero de refuerzo transversal forma con el eje de la pieza,
- ρ cuantía del acero de refuerzo longitudinal a tensión
- ρ' cuantía del acero de refuerzo longitudinal a compresión
- ρ' cuantía del acero de refuerzo longitudinal balanceado





BIBLIOGRAFÍA

- *Aspectos fundamentales del CONCRETO REFORZADO.*
Oscar M. González Cuevas Francisco Robles Fernández-Villegas.
Cuarta Edición, Ed. Limusa, México D. F. 2006.
- *Normas técnicas complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto y de Mampostería 2001.*
- *Reglamento de Construcción para el Distrito Federal.*
- *Manual de apuntes del curso “Análisis y Diseño Estructural de Casas – Habitación”.*
- *Gráficas de interacción para columnas de concreto reforzado. (Tomadas de la referencia “Gráficas para diseñar columnas de concreto reforzado”, Instituto de Ingeniería, UAM, México, D. F., septiembre 2006.*
- *Tabla No. 3 del ACI (Instituto Americano del Concreto).*
- *Análisis de Estructuras, Métodos Clásico y Matricial.*
Mc Cormac, Jack y Nelson.
Segunda Edición, Ed. Alfa omega.
- *Software “Colibrí”.*
- *Manual de Construcción en Acero (Diseño por Esfuerzos Permisibles).*
imca Instituto Mexicano de la Construcción en Acero A. C.
Cuarta Edición, Ed. Limusa, México D. F. 2004.
- *Sitios de Internet:*
www.construaprende.com.mx
www.arquitectúba.com.mx
www.arq.com.mx
www.google.com

