



**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE
HIDALGO**

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**PROYECTO ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA
UNIFAMILIAR DE INTERÉS MEDIO**

TESINA

**PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

PRESENTA:

JORGE ALBERTO GUTIÉRREZ VÁZQUEZ

ASESOR:

ENRIQUE OMAR NAVARRO CABALLERO

MORELIA, MICHOACÁN, JULIO DE 2010





INDICE

	PÁGINA
INTRODUCCIÓN	2
OBJETIVO	4
1. PROPUESTA ARQUITECTÓNICA Y ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO	5
2. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS	14
2.1 Definición.....	14
2.2 Clasificación de losas.....	14
2.3 Diseño de losa de azotea.....	15
2.4 Diseño de losa de entrepiso (losa aligerada).....	27
3. ANÁLISIS Y DISEÑO DE TRABES	50
3.1 Definición.....	50
3.2 Clasificación de trabes.....	50
3.3 Análisis y diseño de trabes.....	51
4. REVISIÓN ESTRUCTURAL DE MUROS DE MAMPOSTERIA	68
4.1 Definición.....	68
4.2 Clasificación de muros.....	68
4.3 Revisión de muros por cargas verticales.....	70
4.4 Revisión de muros por cargas laterales.....	75
5. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN	81
5.1 Definición.....	81
5.2 Clasificación de las cimentaciones.....	82
5.3 Diseño de Zapatas corridas bajo muros.....	83
CONCLUSIONES	88
BIBLIOGRAFÍA	89



INTRODUCCIÓN

El ser humano a través del tiempo ha logrado construir estructuras de vital importancia para la sociedad, con la finalidad de cubrir sus necesidades. Por ejemplo: presas, viviendas, edificios, caminos, estadios, puentes, etc. La función principal de estas estructuras es cumplir con una comodidad, tener buena apariencia y ser útiles.

Además de las funciones anteriores, las estructuras deben soportar ciertas cargas, por lo que es muy importante hacer un buen diseño y no olvidar que tenemos que cuidar tres aspectos muy importantes en el diseño de una estructura: **seguridad, funcionalidad y economía.**

Cuando hablamos de casas habitación la mayoría de las personas tiene la cultura de que es como una “receta de cocina”, y que para construir una casa no se necesita hacer un cálculo porque es un gasto innecesario, ya que las cargas que se presentan en casas habitación son muy pequeñas y no pueden causar falla en la estructura. Con esta ideología, se entiende el por qué la mayoría de las casas se construyen sin hacerse un cálculo estructural, pero es muy fácil demostrar que esas razones están equivocadas.

Realizar un cálculo es verdad que tiene un costo, pero también tiene beneficios, como el tener grandes ahorros en la obra; ya que la finalidad del cálculo es diseñar los elementos estructurales con sus dimensiones óptimas, lo que nos conduce, la mayoría de las veces, a un ahorro de materiales.

Ahora, por la magnitud de las cargas que se presentan en una casa habitación, son pocas las que llegan a tener un colapso, pero eso no quiere decir que sólo el colapso de la estructura sea la falla como tal, se pueden presentar fallas como una losa flechada, un muro agrietado, una conexión con excentricidad, una columna desplomada, entre otras más.



Estas fallas son muy frecuentes y se pueden presentar por errores en el proceso constructivo, o por deficiencias en el diseño.

Con lo anterior podemos llegar a la conclusión, de que es importante hacer un análisis y diseño para cualquier estructura, ya que se disminuyen considerablemente las fallas, reduciendo el riesgo de tener un colapso y se reduce el costo de la obra.

Con este proyecto se tiene el propósito de ver la importancia que tiene el análisis y diseño de una casa habitación, basado en los reglamentos de construcción de una manera práctica y relativamente sencilla.



OBJETIVOS

En la elaboración de una tesina es importante contemplar los objetivos que se tomarán en cuenta durante dicho trabajo, los cuales son el sustento del proyecto. En los siguientes incisos se mostrarán los objetivos principales:

- a) Realizar el proyecto de una vivienda teniendo una propuesta arquitectónica, adecuada a la distribución de espacios dependiendo de las necesidades que se tengan.
- b) Conocer los reglamentos de construcción, para el adecuado diseño de los diferentes elementos estructurales que se requieren en la elaboración de la vivienda.
- c) Analizar y diseñar, de manera correcta, los elementos que se encuentran en la vivienda, tales como: losas, trabes, columnas, muros de mampostería, cimentaciones, etc. Y al mismo tiempo, conocer los diferentes métodos para el desarrollo del cálculo de la estructuración de la vivienda.
- d) Darse cuenta de la importancia de dimensionar apropiadamente los elementos estructurales, mencionados en el inciso anterior, haciendo conciencia de lo vital que es para la seguridad de la gente que la habitará.



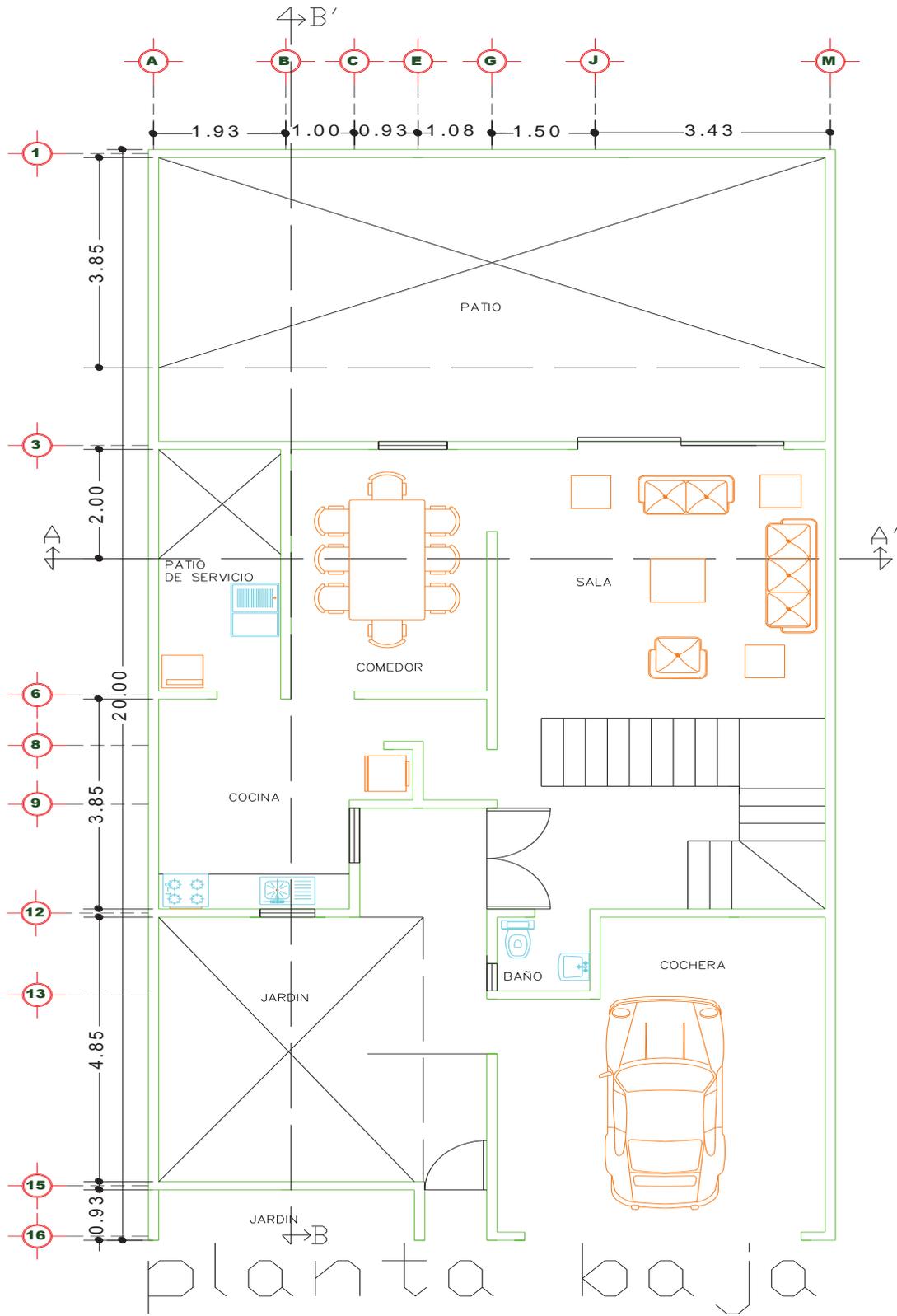
1. PROPUESTA ARQUITECTÓNICA Y ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO

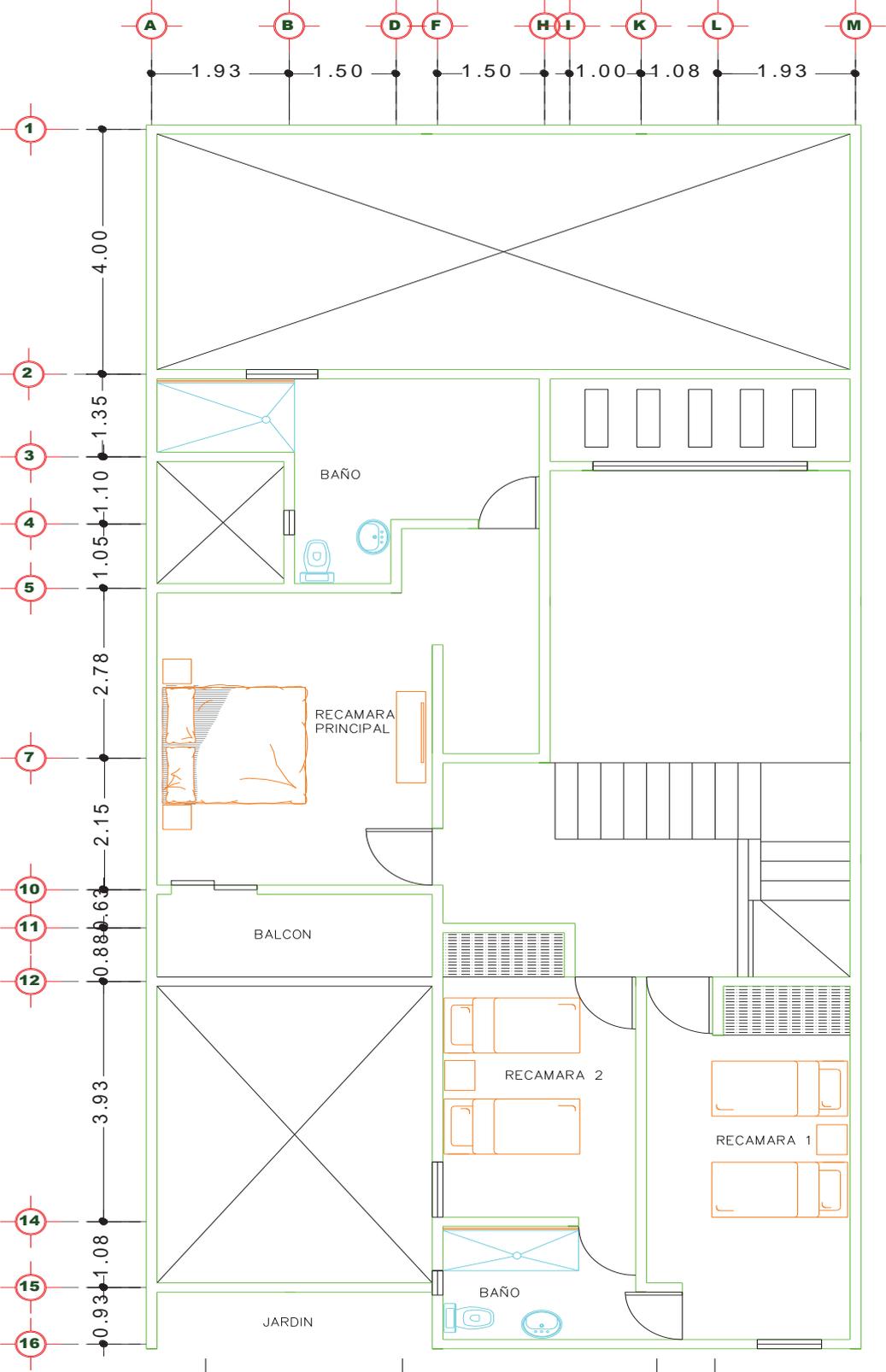
PROPUESTA ARQUITECTÓNICA

Se trata de una casa tipo medio, que consta de dos plantas. Y tendrá una superficie total construida de 160m².

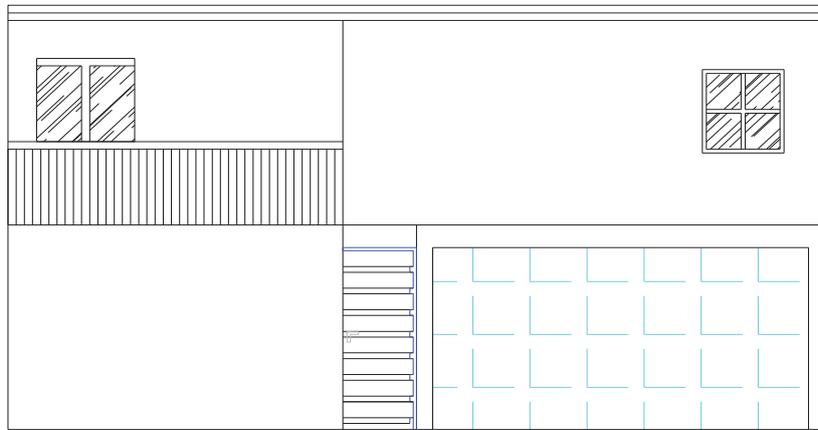
Este proyecto cuenta, en la primera planta, con una cochera para dos autos, la cual deberá ir tapada totalmente, ésta se comunicará con un jardín en donde encontraremos el acceso al interior de la casa; al ingresar a la vivienda se encuentra un vestíbulo que tiene acceso a las diferentes áreas de la casa; se cuenta con un medio baño para las visitas. La cocina deberá contener un espacio para refrigerador, estufa, mesa para preparados, tarja, alacena y desayunador. La sala debe comprender un espacio amplio con áreas para tres piezas de muebles, su mesa de centro y un pequeño centro de entretenimiento; la sala cuenta con el detalle que es a doble altura. El comedor estará anexo a la sala con un espacio arquitectónico que los separe y tendrá medidas suficientes para una mesa rectangular de ocho plazas y un trinchador. Jardín trasero que deberá estar amplio con vista desde el comedor y sala. Patio de servicio con espacio para lavadero, lavadora y área de secado. La parte de la escalera debe estar a doble altura.

La planta alta está conformada por tres recámaras, dos baños y una sala de televisión. Dos recámaras con espacio para una cama matrimonial, closet, un tocador y un baño completo con acceso a los dos cuartos. Una recámara principal con área suficiente para una cama King size, un baño completo, closet y un balcón. Estudio que cuenta con un espacio para un escritorio y un librero, dentro de la recámara principal. Una sala de televisión que cuente con un espacio pequeño para un sofá y una televisión.





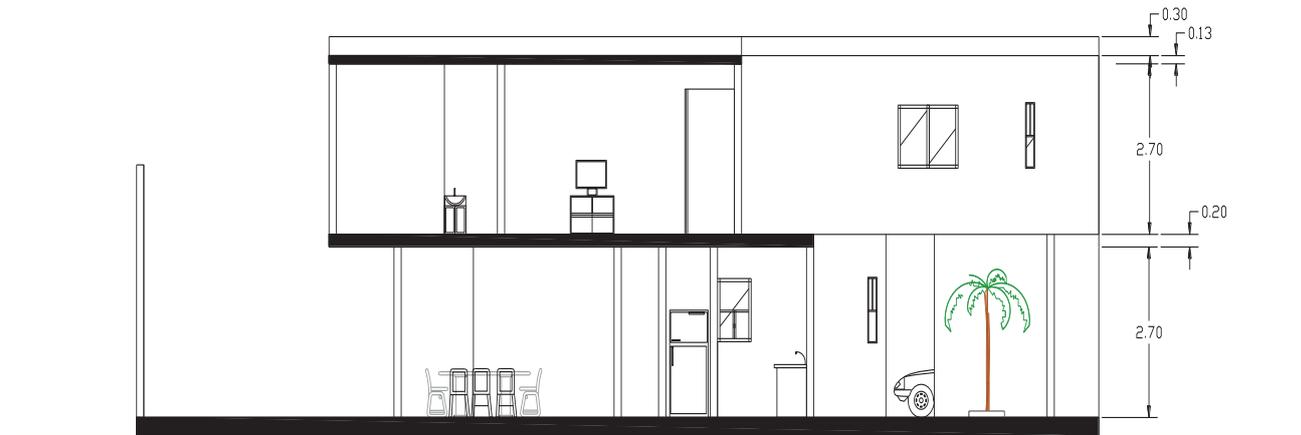
planta alta



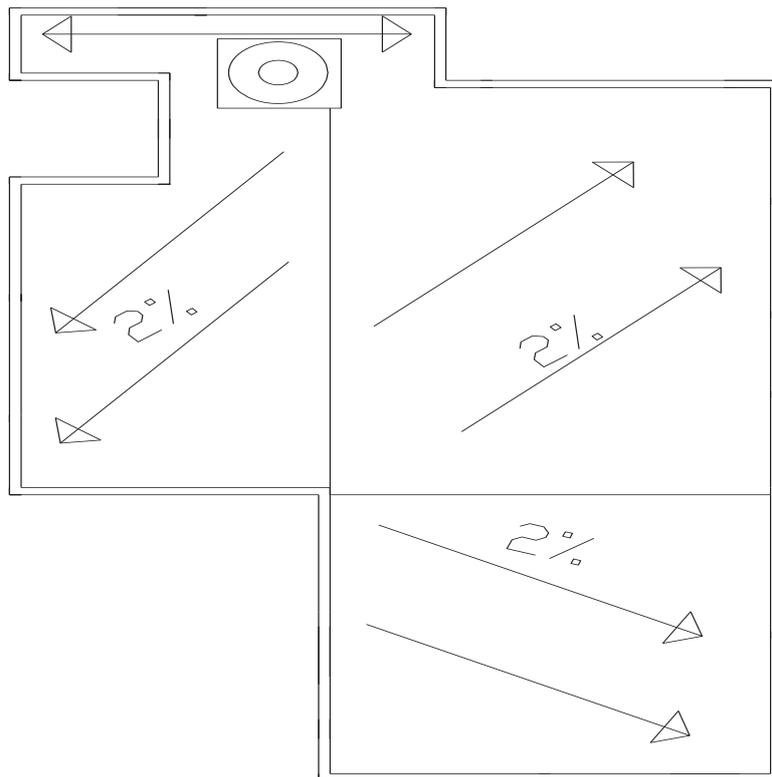
Fachada principal



CORTE A-A'



CORTE B-B'



AZOTEA



ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO

La estructuración del proyecto se propuso de la siguiente manera; la cimentación esta compuesta por zapatas corridas de concreto bajo muro, enrase de tabicón y dala de desplante. Los muros de carga se construirán de tabique macizo de barro rojo recocido en planta alta, mientras que en planta baja se colocará tabique multiperforado con refuerzo interior; se utilizarán traveses de concreto de diferentes dimensiones según se requiera, las losas a utilizar son de concreto reforzado: la losa de planta alta será de tipo maciza, mientras que la de entrepiso se tratará de un sistema aligerado con casetón de poliestireno.

La capacidad de carga del terreno se tomó de 7 t/m^2 , dato que nos fue proporcionado en la zona donde se encuentra el terreno. El concreto a utilizar tendrá una calidad $f'c=250\text{kg/cm}^2$ para la losa de azotea, $f'c=200\text{kg/cm}^2$ para losa de entrepiso y traveses, $f'c=150\text{kg/cm}^2$ para dalas y castillos con un agregado máximo de $\frac{3}{4}$ ", así como un peso volumétrico de 2400kg/m^3 . El acero de refuerzo tendrá un límite de fluencia de 4200kg/cm^2 , con excepción de la varilla de $\frac{1}{4}$ de pulgada, cuyo límite de fluencia será de 2530kg/cm^2 , y la malla electrosoldada con límite de fluencia de 5000kg/cm^2 . El recubrimiento medido a partir de la superficie externa de la varilla, será de 1.5 veces su diámetro, pero nunca menor que 2 cm. Cuando se utilicen paquetes de varillas, se usará el diámetro de la varilla más grande para el cálculo anterior.

El mortero para unir los tabiques deberá tener: una relación volumétrica entre la arena y los cementantes entre 2.25 y 3; por cada parte de cemento se usará la mitad de cemento de albañilería, o bien, la cuarta parte de cal; y se empleará la cantidad mínima de agua de un mortero trabajable.

Los castillos deberán cumplir con los siguientes requisitos: colocarse en todos los extremos de muros; no separarse mas de 3 m; colocarse en todo perímetro de huecos,



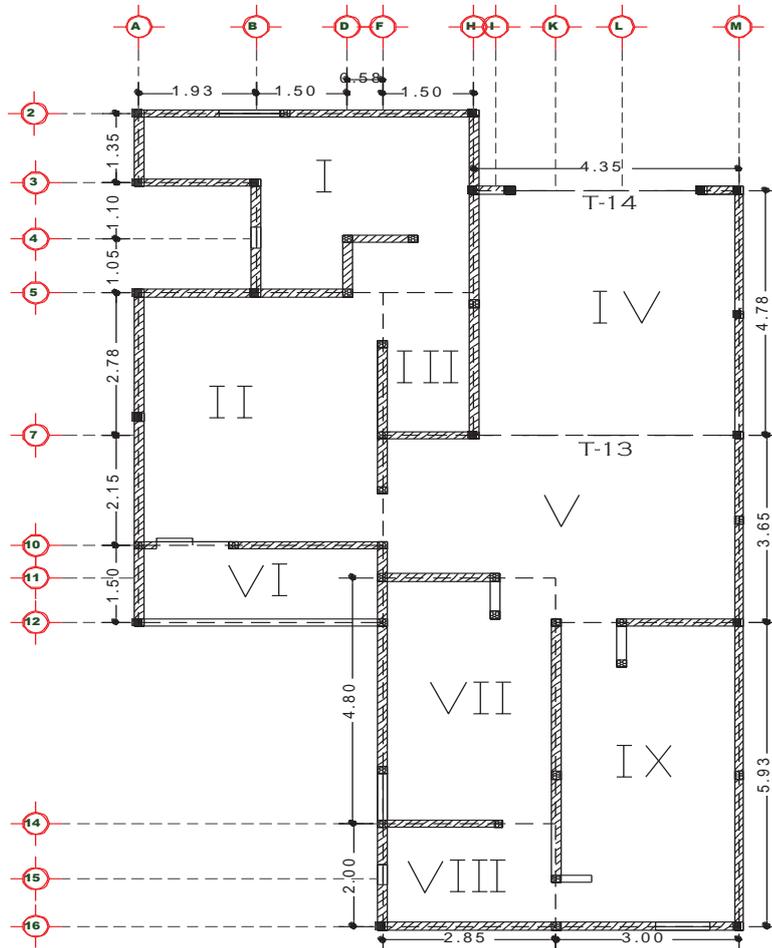
cuya dimensión sea superior a la cuarta parte de la longitud del muro en la dirección considerada; y ubicarlos en toda intersección de muros.

Se deberá colocar una dala en todo extremo horizontal de muro y en huecos cuya dimensión exceda la cuarta parte de la longitud del muro en la dirección considerada.

Para el diseño se aplicaron los reglamentos de Michoacán y el Distrito Federal.



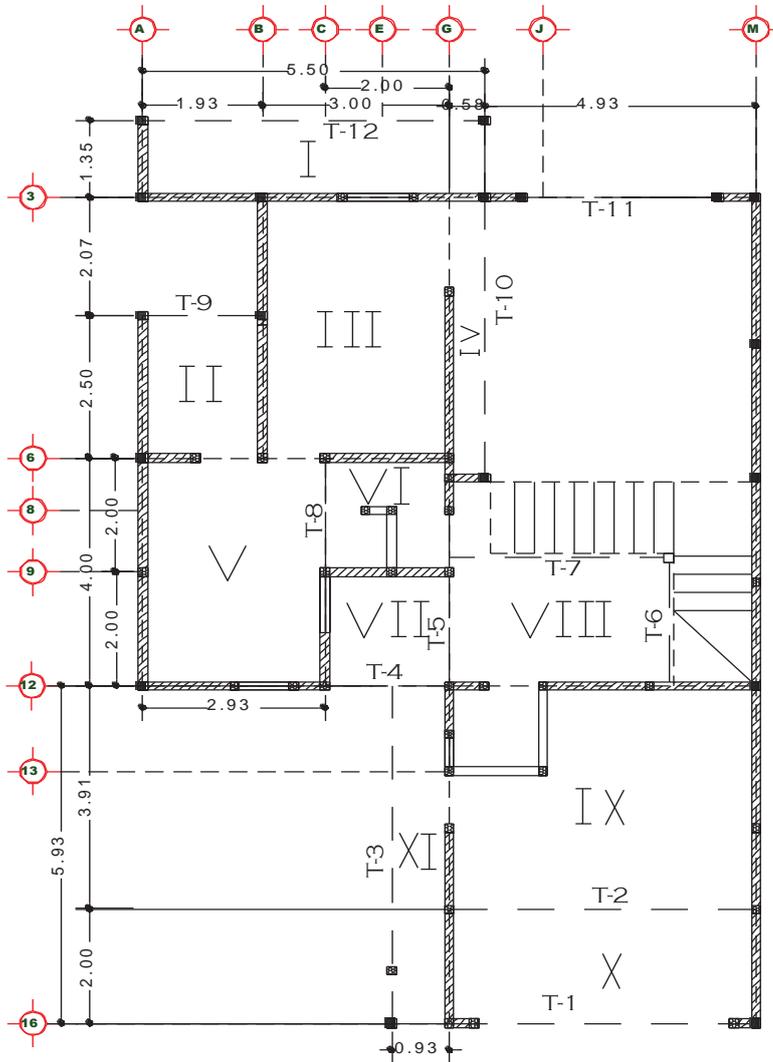
ESTRUCTURACION



LOSA DE AZOTEA

SIMBOLOGÍA

-  MURO DE CARGA
-  MURO DIVISORIO
-  CASTILLO QUE CONTINUA EN PLANTA BAJA
-  CASTILLO QUE NO CONTINUA EN PLANTA BAJA
-  TRABE
-  VENTANA



LOSA DE ENTREPISO

SIMBOLOGÍA

-  MURO DE CARGA
-  MURO DIVISORIO
-  CASTILLO QUE CONTINUA EN PLANTA ALTA
-  CASTILLO QUE NO CONTINUA EN PLANTA ALTA
-  TRABE
-  VENTANA



2. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS

2.1 Definición

“Las losas son elementos estructurales bidimensionales, en los que su peralte es pequeño comparado con la superficie que ocupan. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente verticales, por lo que su comportamiento está dominado por la flexión” (Sánchez Ibarra, Olmos Navarrete, & Navarro Caballero, 2008). Es decir, las losas son un elemento estructural que funciona como una cubierta, la que la mayoría de las ocasiones está sometida a cargas verticales y esto nos lleva a que se presente principalmente flexión.

2.2 Clasificación de losas

Las losas se pueden clasificar de acuerdo al tipo de apoyo o soporte que se tenga en “losas perimetralmente apoyadas” y “losas apoyadas sobre columnas”, llamadas también “losas planas”.

Las losas perimetralmente apoyadas son aquellas que están apoyadas en su perímetro e interiormente por vigas independientes o integradas en la losa, de igual forma pueden estar apoyadas sobre muros de mampostería, concreto o cualquier otro material.

Las losas apoyadas sobre columnas también conocidas como losas planas no son muy recomendadas en zonas de alto riesgo sísmico.

Las losas se clasifican de acuerdo al tipo de material que componen en **losas macizas** y **losas aligeradas**. En las primeras, su espesor está constituido totalmente por concreto;



mientras que en las aligeradas, parte del espesor contiene materiales más ligeros que el concreto o espacios vacíos, un ejemplo de este sistema es la losa de vigueta y bovedilla.

Otra clasificación importante de las losas, es de acuerdo a su geometría y el tipo de apoyo: **losas unidireccionales** y **bidireccionales**. Las primeras presentan flexión en una sola dirección y se encuentran apoyadas en sólo dos lados paralelos o pueden también estar en todo su perímetro pero su relación largo-ancho es mayor o igual a dos; y las bidireccionales pueden presentar flexión en las dos direcciones y se encuentran apoyadas en todo su perímetro y su relación largo-ancho es menor que dos.

2.3 DISEÑO DE LOSA DE AZOTEA

Para el análisis y diseño de esta losa se utilizará el método conocido como igualación de flechas.

2.3.1 METODO DE IGUALACION DE FLECHAS

“También se conoce como método de las rigideces relativas o de factores de distribución de carga. Es un método aproximado para el diseño de losas y fue muy usado durante mucho tiempo” (Sánchez Ibarra, Olmos Navarrete, & Navarro Caballero, 2008).

Procedimiento de análisis por el método de igualación de flechas:

El análisis de la losa se realiza como si se tratara de una viga continua, cuyos apoyos son los muros y su carga es la fracción de la carga w que trabaja en cada dirección. Los apoyos extremos se consideran empotrados si la losa es monolítica con los apoyos, y articulados si no lo es.

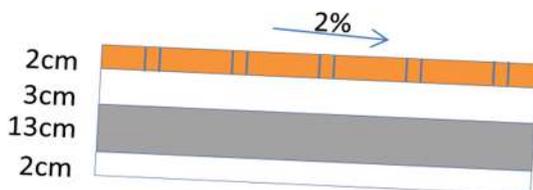
1. Se calcula el peralte mínimo con las expresiones propuestas por las NTC.
2. Se obtienen los factores de distribución de carga para cada tablero (tabla N°3 ACI).
3. Se toma una franja de ancho unitario y se aísla como si fuera una viga continua, indicando los apoyos y las cargas correspondientes en cada tramo.



4. Se analiza la viga para obtener los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante.
5. Con los momentos máximos positivos y negativos se hace el diseño por flexión, y con el cortante máximo se revisa la resistencia a cortante.

2.3.2 ANÁLISIS DE CARGA DE LOSA DE AZOTEA

Se propone una losa maciza de 13 cm de espesor a base de concreto $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ con una pendiente del 2% para el desalojo de aguas pluviales.



MATERIAL	ESPESOR (M)	PESO VOL.(T/M ²)	PESO TOTAL(T/M ²)
Enladrillado	0.02	1.5	0.03
Mortero	0.03	2.1	0.063
Losa de concreto	0.13	2.4	0.312
Plafón de yeso	0.02	1.5	0.03
$\Sigma C.M.=$			0.435

Cargas permanentes

$$CM= 0.435 \text{ ton/m}^2$$

$$Cad= 0.040 \text{ ton/m}^2$$

$$CV= \underline{0.100 \text{ ton/m}^2}$$

$$CT= 0.575 \text{ ton/m}^2$$

Cargas permanentes + accidentales

$$CM= 0.435 \text{ ton/m}^2$$

$$Cad= 0.040 \text{ ton/m}^2$$

$$CV= \underline{0.070 \text{ ton/m}^2}$$

$$CT= 0.545 \text{ ton/m}^2$$

2.3.3 CARGA EN EL TABLERO DEL TINACO (Tablero I)

Se tiene un tinaco Rotoplast con capacidad de 1100 lts.

$$\text{Peso propio} = 0.027 \text{ ton}$$

$$\text{Peso agua} = 1.1 \text{ ton}$$

$$\text{Peso base} = \underline{0.802 \text{ ton}}$$

$$PT= 1.929 \text{ ton}$$

$$\text{Área del tablero} = (3.5750 \times 3.50) + (1.925 \times 1.35) = 15.11 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso del tinaco por m}^2 = 1.929 / 15.11125 = 0.1277 \text{ ton/m}^2$$

$$CT= 0.575 + 0.1277 = \mathbf{0.7027 \text{ ton/m}^2}$$



2.3.4 CÁLCULO DEL PERALTE MÍNIMO

Para garantizar que la losa no presentará deflexiones excesivas, las NTC proponen que su peralte no sea menor que el que se obtiene con las siguientes expresiones:

$$d_{min} = \frac{\text{perimetro}}{250} (0.032^4 \sqrt{f_s w}) \quad \text{Para concreto clase I } f'c \geq 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d_{min} = \frac{\text{perimetro}}{170} (0.032^4 \sqrt{f_s w}) \quad \text{Para concreto clase II } f'c < 250 \text{ Kg/cm}^2$$

Revisión del peralte mínimo:

Para nuestro caso tenemos un concreto clase I, así que utilizaremos la siguiente expresión:

$$d_{min} = \frac{\text{perimetro}}{250} (0.032^4 \sqrt{f_s w})$$

Se revisará el tablero más desfavorable

En este análisis la longitud de lados discontinuos se incrementará un 50% puesto que los apoyos de losas no son monolíticos con ella.

$$\text{Perímetro} = 435 + 478 + 1.5 (435 + 478) = 2282.5 \text{ cm}$$

Datos de diseño:

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad W = 575 \text{ kg/m}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_{min} = \frac{2282.5}{250} (0.032^4 \sqrt{2520 \times 575}) = 10.136 \text{ cm}$$

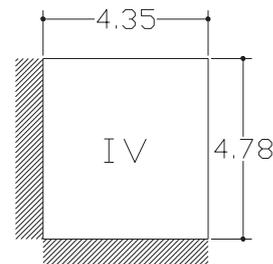
Recubrimiento = 2 cm

Espesor total, $H = d_{min} + \text{recubrimiento} = 12.136 \text{ cm}$

Por lo tanto el espesor de 13 cm es adecuado

Se acepta $d = 11 \text{ cm}$

$H = 13 \text{ cm}$





2.3.5 FACTORES DE DISTRIBUCION DE CARGA PARA CADA TABLERO (Nº3 ACI)

Relación A/B	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00									
Wa	0.50	0.50	0.17	0.50	0.83	0.71	0.29	0.33	0.67
Wb	0.50	0.50	0.83	0.50	0.17	0.29	0.71	0.67	0.33
0.95									
Wa	0.55	0.55	0.20	0.55	0.86	0.75	0.33	0.38	0.71
Wb	0.45	0.45	0.80	0.45	0.14	0.25	0.67	0.62	0.29
0.90									
Wa	0.60	0.60	0.23	0.60	0.88	0.79	0.38	0.43	0.75
Wb	0.40	0.40	0.77	0.40	0.12	0.21	0.62	0.57	0.25
0.85									
Wa	0.66	0.66	0.28	0.66	0.90	0.83	0.43	0.49	0.79
Wb	0.34	0.34	0.72	0.34	0.10	0.17	0.57	0.51	0.21
0.80									
Wa	0.71	0.71	0.33	0.71	0.92	0.86	0.49	0.55	0.83
Wb	0.29	0.29	0.67	0.29	0.08	0.14	0.51	0.45	0.17
0.75									
Wa	0.76	0.76	0.39	0.76	0.94	0.88	0.56	0.61	0.86
Wb	0.24	0.24	0.61	0.24	0.06	0.12	0.44	0.39	0.14
0.70									
Wa	0.81	0.81	0.45	0.81	0.95	0.91	0.62	0.68	0.89
Wb	0.19	0.19	0.55	0.19	0.05	0.09	0.38	0.32	0.11
0.65									
Wa	0.85	0.85	0.53	0.85	0.96	0.93	0.69	0.74	0.92
Wb	0.15	0.15	0.47	0.15	0.04	0.07	0.31	0.26	0.08
0.60									
Wa	0.89	0.89	0.61	0.89	0.97	0.95	0.76	0.80	0.94
Wb	0.11	0.11	0.39	0.11	0.03	0.05	0.24	0.20	0.06
0.55									
Wa	0.92	0.92	0.69	0.92	0.98	0.96	0.81	0.85	0.95
Wb	0.08	0.08	0.31	0.08	0.02	0.04	0.19	0.15	0.05
0.50									
Wa	0.94	0.94	0.76	0.94	0.99	0.97	0.86	0.89	0.97
Wb	0.06	0.06	0.24	0.06	0.01	0.03	0.14	0.11	0.03

NOMENCLATURA

A.- Claro Corto

Wa.- Fracción de la Carga que se reparte en el Claro Corto

B.- Claro Largo

Wb.- Fracción de la Carga que se reparte en el Claro Largo

El achurado en los dibujos indica los lados de la losa que son continuos o están empotrados. Los demás lados son simplemente apoyados.

NOTA: En tableros que trabajan en una dirección ($m < 0.5$), $W_a = 1.0$ y $W_b = 0.0$



Para cada tablero es necesario obtener la relación claro corto-claro largo (A/B) e identificar a que caso corresponde cada tablero, de acuerdo con sus condiciones de continuidad. Para el tablero numero I de la losa de azotea se obtienen los siguientes factores:

Tenemos el caso 4



A = 3.5 m

B = 5.5 m

A/B = 0.6363

La relación A/B se encuentra entre 0.6 y 0.65 así que se realiza una interpolación.

A/B= 0.6 Wa=0.89 Wb= 0.11 $Wa = \frac{(0.89-0.85)}{0.65-0.60} (0.65 - 0.64) + 0.85 = \mathbf{0.86}$

A/B= 0.65 Wa=0.85 Wb= 0.15 $Wb = \frac{(0.11-0.15)}{0.65-0.60} (0.65 - 0.64) + 0.15 = \mathbf{0.14}$

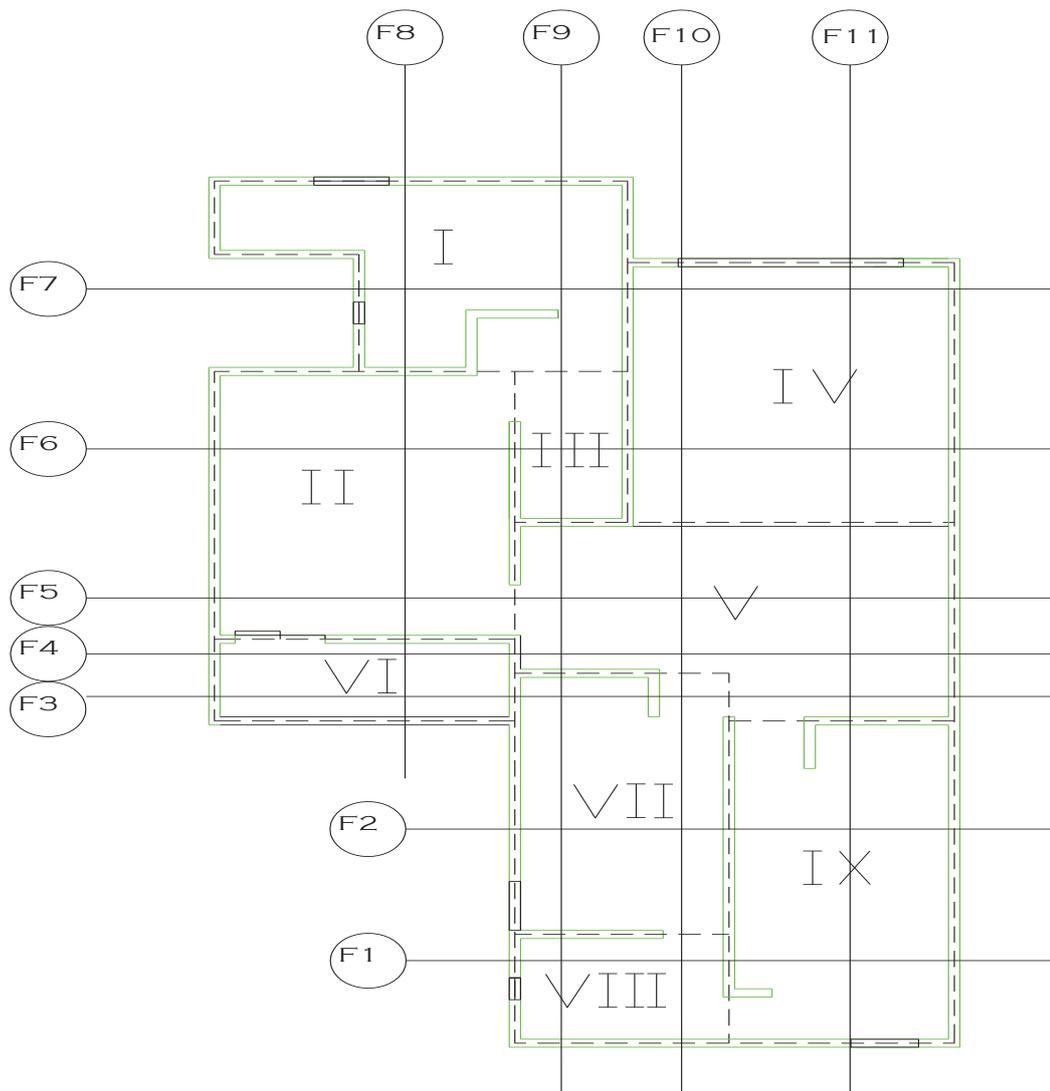
Al realizar la interpolación de cada tablero e identificar cuál es el caso al que corresponden, obtenemos los siguientes factores de distribución:

TABLERO	CASO	A/B	Wa	Wb
I	4	0.64	0.86	0.14
II	8	0.81	0.54	0.46
III	2	0.54	0.92	0.08
IV	4	0.91	0.59	0.41
V	8	0.62	0.78	0.22
VI	4	0.38	0.94	0.06
VII	8	0.59	0.81	0.19
VIII	4	0.70	0.81	0.19
IX	4	0.51	0.94	0.06



OBTENCIÓN DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO

Se toma una franja de ancho unitario y se aísla como si fuera una viga continua, indicando los apoyos y las cargas correspondientes en cada tramo. Las cargas se obtienen multiplicando los factores de distribución, correspondientes de cada tablero con el peso de la losa de azotea.

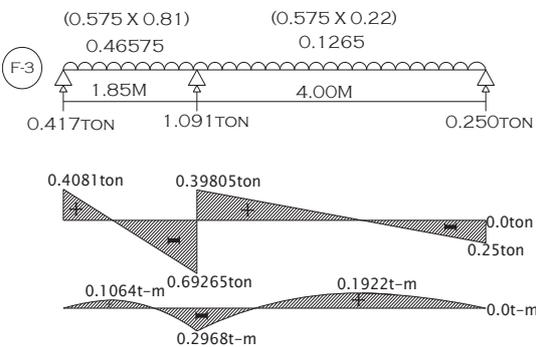
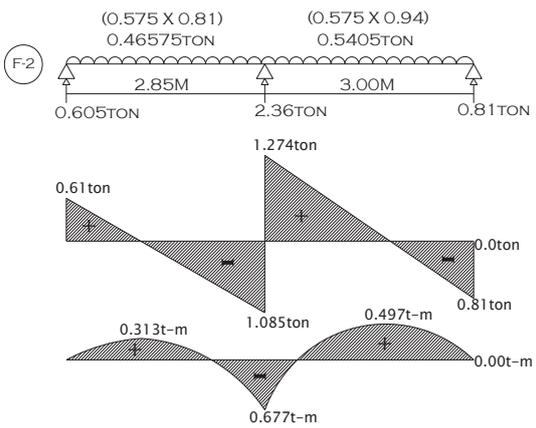
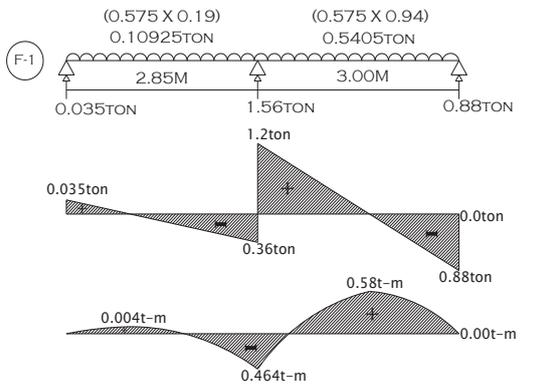


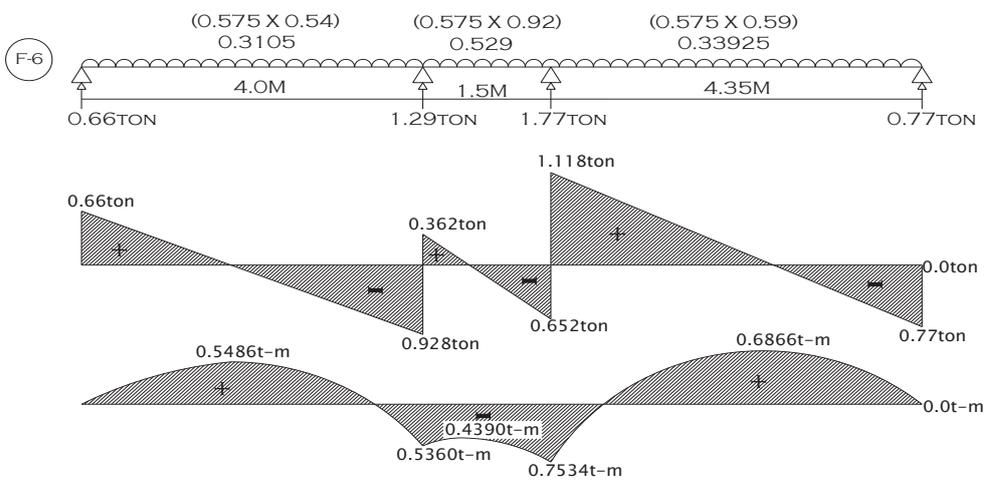
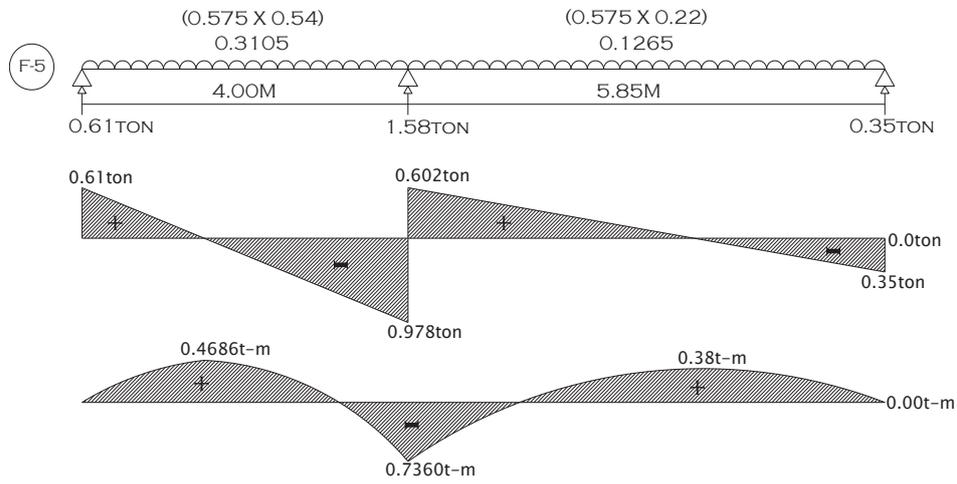
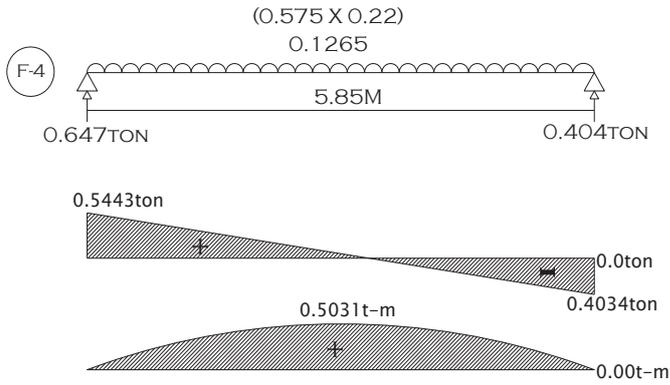
planta alta

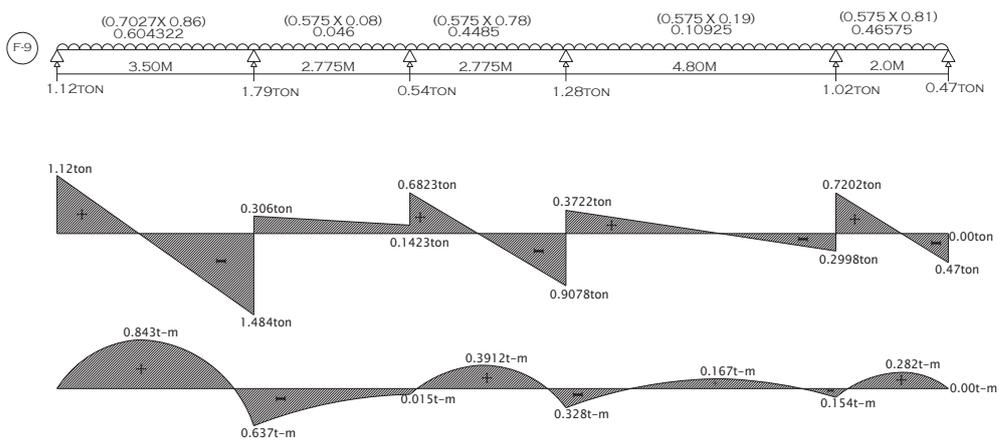
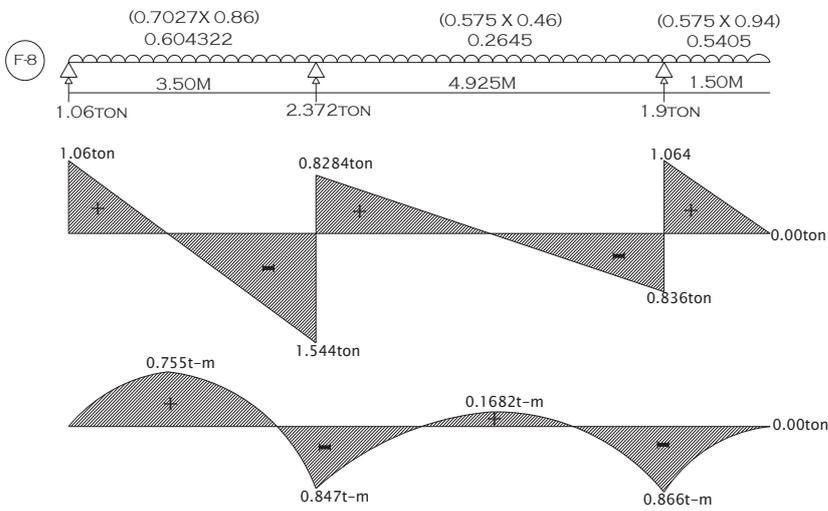
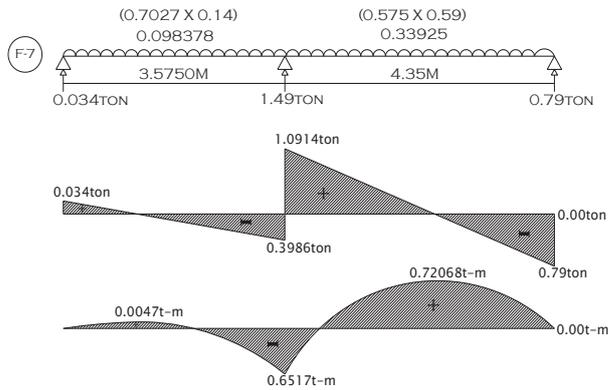


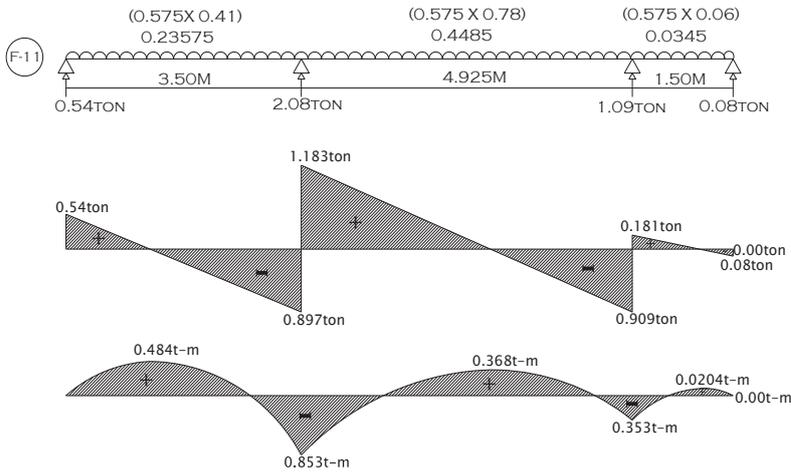
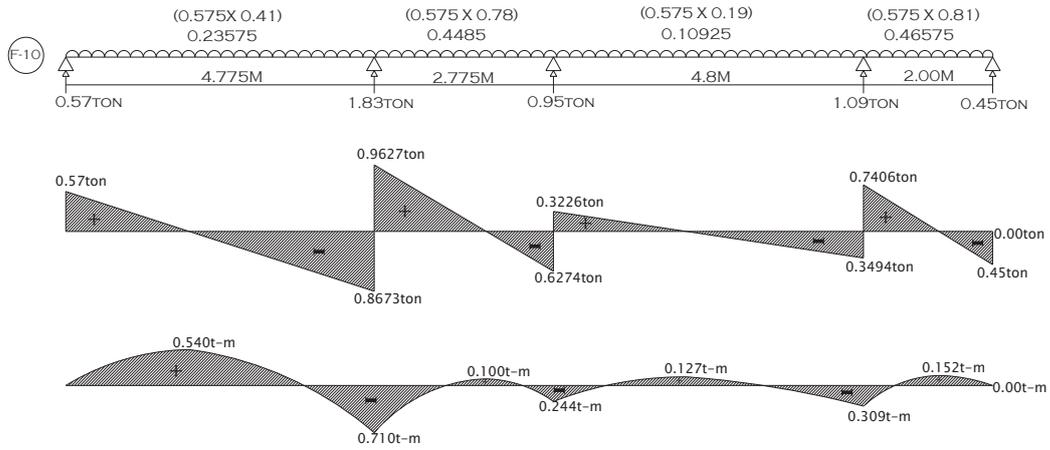
2.3.6 DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES Y MOMENTOS FLEXIONANTES DE LAS FRANJAS

Se analiza la viga (método de las rigideces) para obtener los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante. Los diagramas obtenidos al realizar el análisis son los siguientes.











2.3.7 DISEÑO POR FLEXIÓN

Para momento negativo:

Se toma el momento mayor, que en este caso corresponde al que se presenta en la franja número 8 $M_{\max} = 0.866 \text{ t-m}$, para el diseño el momento máximo se multiplica por un factor de carga $F_c = 1.4$

$$Mu = (0.866)(1.4) = 1.2124 \text{ t - m}$$

Se calcula el área de acero de acuerdo con las NTC apartado de concreto sección 2.2.4.

$$As = \rho bd$$

$$\rho = \frac{qf''c}{fy}$$

$$q = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_R bd^2 f''c}} \right]$$

$$As = \frac{f''c}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_R bd^2 f''c}} \right] bd$$

$$As = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.2124 \times 10^5)}{0.9(100)(11^2)170}} \right] 100(11) = 3.018 \text{ cm}^2$$

En donde:

$F_R = 0.9$ para flexión de acuerdo a lo establecido por las NTC apartado de concreto sección 1.6.

b = ancho de la sección d = peralte efectivo

$f''c$ = esfuerzo uniforme de compresión.

ρ = porcentaje de acero del refuerzo longitudinal a tensión.

Comparación con el área de acero mínimo por temperatura sección 2.2.1 NTC para concreto:

$$A_{st} = \frac{660x1}{fy(x1+100)} b \qquad A_{st} = \frac{660(13)}{4200(13+100)} (100) = 1.81 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se usará $As = 3.018 \text{ cm}^2$



Separación

$$s = \frac{100a_0}{A_s} \quad \text{Usando varillas del \# 3 } a_0 = 0.71\text{cm}^2$$

$$s = \frac{100(0.71)}{3.018} = 23.525\text{cm}$$

$$S_{\max} \begin{cases} 50\text{cm} \\ 3.5(x_i) = 3.5(13) = 45.5\text{cm} \end{cases}$$

$S < S_{\max}$

Se usara varilla del # 3 @ 23cm c.a.c.

Para momento positivo:

Se toma el momento mayor, que en este caso corresponde al que se presenta en la franja número 9 $M_{\max} = 0.840$ t-m, para el diseño el momento máximo se multiplica por un factor de carga $F_c = 1.4$.

$$Mu = (0.840)(1.4) = 1.176 \text{ t - m}$$

$$A_s = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.176 \times 10^5)}{0.9(100)(11^2)170}} \right] 100(11) = 2.924\text{cm}^2$$

Comparación con el área de acero mínimo por temperatura. $A_s > A_{st}$

Por lo tanto se usará $A_s = 2.924\text{cm}^2$

Separación

$$s = \frac{100a_0}{A_s}$$

Usando varillas del # 3 $a_0 = 0.71\text{cm}^2$

$$s = \frac{100(0.71)}{2.924} = 24.282\text{cm}$$

$$S_{\max} \begin{cases} 50\text{cm} \\ 3.5(x_i) = 3.5(13) = 45.5\text{cm} \end{cases} \quad \begin{array}{l} S < S_{\max} \\ \text{Se usara varilla del \# 3 @ 24 cm c.a.c.} \end{array}$$



2.3.8 REVISIÓN POR CORTANTE

Se toma el cortante mayor, que en este caso corresponde al que se presenta en la franja número 8

$$V = 1.54 \text{ ton}$$

Por tener bordes continuos y discontinuos, V se incrementa un 15%

$$V = 1.54(1.15) = 1.771 \text{ ton.}$$

El cortante ultimo es:

$$V_u = 1.4(1.771) = 2.4794 \text{ ton.}$$

$$V_u = 2479.4 \text{ kg.}$$

Para el cálculo del V_{CR} utilizaremos la expresión señalada en las NTC apartado de concreto sección 2.5.

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

$$V_{CR} = 0.5(0.8)(100)(11)\sqrt{200} = 6222.54 \text{ kg}$$

$$V_{CR} > V_u$$

Por lo tanto el peralte es adecuado para resistir cortante.

2.4 DISEÑO DE LA LOSA DE ENTREPISO (LOSA ALIGERADA)

Para esta losa se utilizará un sistema aligerado con casetones de poliestireno cuyas dimensiones son: 40x40x15, nervaduras de concreto reforzado y una malla electro soldada en la parte superior de la losa. Para el análisis de esta losa se usará el método de los coeficientes.

2.4.1 MÉTODO DE LOS COEFICIENTES:

Para el diseño de losas que trabajan en dos direcciones las NTC proponen usar el método de los coeficientes, siempre y cuando se satisfagan las siguientes limitaciones:

- a) Los tableros son aproximadamente rectangulares.
- b) La distribución de las cargas es aproximadamente uniforme en cada tablero.



- c) Los momentos flexionantes negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes difieren entre sí en una cantidad no mayor que 50 por ciento del menor de ellos.
- d) La relación entre carga viva y carga muerta no es mayor de 2.5 para losas monolíticas con sus apoyos, ni mayor de 1.5 en otros casos.

APLICACIÓN DEL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES:

1. Revisión del peralte mínimo. Se comienza proponiendo un peralte en el cual no se presenten deflexiones excesivas, utilizando las expresiones propuestas por las NTC.

$$d_{min} = \frac{\text{perimetro}}{250} (0.032^4 \sqrt{f_s w}) \quad \text{Para concreto clase I } f'c \geq 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d_{min} = \frac{\text{perimetro}}{170} (0.032^4 \sqrt{f_s w}) \quad \text{Para concreto clase II } f'c < 250 \text{ Kg/cm}^2$$

En este análisis la longitud de lados discontinuos se incrementará un 50% ya que los apoyos de la losa no son monolíticos con la misma.

2. Se obtienen los coeficientes mediante la tabla 6.1 de las NTC 2004, para lo cual necesitamos conocer la relación lado corto lado largo (m) de cada tablero.

$$m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{\text{lado corto}}{\text{lado largo}}$$

Se necesita conocer si el apoyo de la losa es monolítico o no monolítico para este análisis se toma como no monolítico, y finalmente las condiciones de continuidad en los bordes de tableros. Para obtener el coeficiente se entra a la tabla con el valor de m estableciendo el tipo de apoyo y las condiciones de continuidad en el caso de que m no se encuentre directamente en la tabla se deberá realizar una interpolación.

3. Se hace el cálculo de los momentos últimos con los coeficientes obtenidos por unidad de ancho en la franja central del tablero con la siguiente expresión:

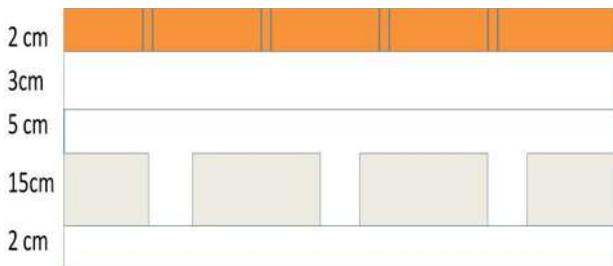
$$M_u = F_c \text{Coef} \times 10^{-4} w a^2_1$$

Cuando los momentos obtenidos en el borde de dos tableros adyacentes sean distintos se distribuirán dos tercios del momento de desequilibrio entre los tableros cuando los apoyos sean monolíticos con los tableros, en caso de no ser monolíticos será su totalidad.



4. Se realiza el diseño por flexión con el momento último obtenido para encontrar el área de acero.
5. Se realiza el diseño por cortante verificando que el cortante último V_u sea menor o igual que el cortante resistente V_{CR} .
6. Se hace el armado de la losa colocando el acero en las zonas donde se desarrollan los esfuerzos de tensión.

2.4.2 ANALISIS DE CARGA DE LOSA DE ENTREPISO



MATERIAL	ESPESOR (M)	PESO VOL.(T/M ²)	PESO TOTAL(T/M ²)
Piso	-----	-----	0.045
Mortero	0.03	2.1	0.063
Losa de concreto	-----	-----	0.2496
Plafón de yeso	0.02	1.5	0.03
Σ C.M.=			0.3876

Cargas permanentes

CM= 0.3876 ton/m²

Cad= 0.040 ton/m²

CV= 0.170 ton/m²

CT= 0.5976 ton/m²

Cargas permanentes + accidentales

CM= 0.3876 ton/m²

Cad= 0.040 ton/m²

CV= 0.090 ton/m²

CT= 0.5176 ton/m²



2.4.3 REPARTICIÓN DE CARGAS EN LOSA DE ENTREPISO

En este caso se tienen muros de planta alta que no tienen continuidad en planta baja y descargan en la losa de entrepiso, por lo que la carga del tablero donde se apoyan debe incrementarse de acuerdo con el artículo 6.3.4 de las NTC.

Peso total tablero III

Muro M1

Se trata de un muro de carga, por lo que la descarga total será la carga que le corresponde de la losa de azotea más el peso propio del muro.

$$\text{Área tributaria del muro M1} = 2.7034 \text{ m}^2$$

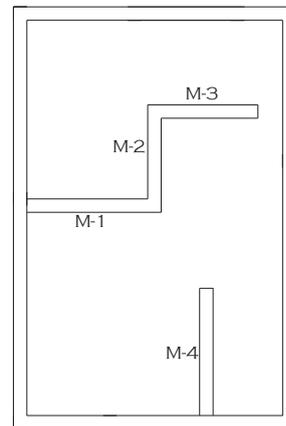
$$\text{Peso para un muro azulejo-mortero} = 0.287 \text{ ton/ m}^2$$

$$\text{W losa de azotea} = w \times \text{AT} = 1.619 \text{ ton}$$

$$\text{Peso propio del muro} = l h w = \underline{1.160 \text{ ton}}$$

$$\text{W total} = 2.779 \text{ ton}$$

TABLERO III



Muro M2

Se trata de un muro de carga, por lo que la descarga total será la carga que le corresponde de la losa de azotea más el peso propio del muro.

$$\text{Área tributaria del muro M2} = 1.1572 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso para un muro azulejo-mortero} = 0.287 \text{ ton/ m}^2$$

$$\text{W losa de azotea} = w \times \text{AT} = 0.813 \text{ ton}$$

$$\text{Peso propio del muro} = l h w = \underline{0.757 \text{ ton}}$$

$$\text{W total} = 1.57 \text{ ton}$$



Muro M3

Se trata de un muro de carga, por lo que la descarga total será la carga que le corresponde de la losa de azotea más el peso propio del muro.

Área tributaria del muro M3= 3.7649 m²

Peso para un muro azulejo-mortero= 0.287ton/ m²

W losa de azotea=w x AT= 2.594 ton

Peso propio del muro = l h w = 0.894 ton

W total = 3.488 ton

Muro M4

Se trata de un muro de carga, por lo que la descarga total será la carga que le corresponde de la losa de azotea más el peso propio del muro.

Área tributaria del muro M4= 4.9415 m²

Peso para un muro mortero-mortero= 0.240ton/ m²

W losa de azotea=w x AT= 2.842 ton

Peso propio del muro = l h w = 1.199 ton

W total = 4.041 ton

Factores correspondientes a cada muro

TABLA 6.2 Factor para considerar las cargas lineales como cargas uniformes equivalentes.

Relación de lados m=a ₁ /a ₂	0.5	0.8	1
Muro paralelo al lado corto	1.3	1.5	1.6
Muro paralelo al lado largo	1.8	1.7	1.6

Para la obtención de estos factores necesitamos la relación claro corto-claro largo a₁/a₂ de cada tablero, para el tablero III tenemos m=0.66 este valor no se encuentra en la tabla así que tendremos que realizar una interpolación.



Se trata de un muro paralelo al lado corto.

$$m = 0.5 \quad F = 1.3 \quad m = 0.66$$

$$m = 0.8 \quad F = 1.5 \quad F_{M1} = \frac{(1.5-1.3)}{0.8-0.5} (0.8 - 0.66) + 1.3 = 1.41$$

$$F_{M1} = 1.41 \quad F_{M3} = 1.41$$

$$F_{M2} = 1.75 \quad F_{M4} = 1.75$$

$$W_{M1} = \frac{W_{total}}{A_{tablero}} F_{M1} = \frac{2.779}{13.725} 1.41 = 0.285 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{M2} = \frac{W_{total}}{A_{tablero}} F_{M2} = \frac{1.57}{13.725} 1.75 = 0.200 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{M3} = \frac{W_{total}}{A_{tablero}} F_{M3} = \frac{3.488}{13.725} 1.41 = 0.358 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{M4} = \frac{W_{total}}{A_{tablero}} F_{M4} = \frac{4.041}{13.725} 1.75 = 0.515 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto la carga total en el tablero III es de 1.9556 ton/m²

Peso total tablero V

Muro M5

Se trata de un muro de carga, por lo que la descarga total será la carga que le corresponde de la losa de azotea más el peso propio del muro.

$$\text{Área tributaria del muro M5} = 6.6611 \text{ m}^2$$

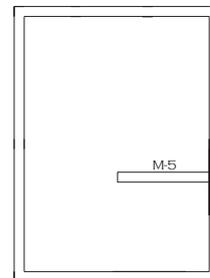
$$\text{Peso para un muro mortero-mortero} = 0.240 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{\text{losa de azotea}} = w \times AT = 3.830 \text{ ton}$$

$$\text{Peso propio del muro} = l h w = 1.069 \text{ ton}$$

$$W_{\text{total}} = 4.899 \text{ ton}$$

TABLERO V



Factores correspondientes a cada muro

$$F_{M5} = 1.45$$

$$W_{M5} = \frac{W_{total}}{A_{tablero}} F_{M5} = \frac{4.899}{11.7} 1.45 = 0.607 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto la carga total en el tablero V es de 1.205 ton/m²



Peso total tablero VI

Muro M6

Se trata de un muro de carga, por lo que la descarga total será la carga que le corresponde de la losa de azotea más el peso propio del muro.

Área tributaria del muro M6= 0.8179 m²

Peso para un muro mortero-mortero= 0.240ton/ m²

W losa de azotea=w x AT= 0.470 ton

Peso propio del muro = l h w = 0.5994 ton

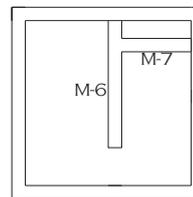
W total = 1.0694 ton

Factores correspondientes a cada muro

F_{M6}= 1.6

$$W_{M6} = \frac{W_{total}}{A_{tablero}} F_{M6} = \frac{1.0694}{4} 1.6 = 0.428 \text{ ton/m}^2$$

TABLERO VI



Muro M7

Se trata de un muro de carga, por lo que la descarga total será la carga que le corresponde de la losa de azotea más el peso propio del muro.

Área tributaria del muro M7= 3.4176 m²

Peso para un muro mortero-mortero= 0.240ton/ m²

W losa de azotea=w x AT= 1.965 ton

Peso propio del muro = l h w = 0.7452 ton

W total = 2.7102 ton

Factores correspondientes a cada muro

F_{M7}= 1.6

$$W_{M7} = \frac{W_{total}}{A_{tablero}} F_{M7} = \frac{2.7102}{4} 1.6 = 1.084 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto la carga total en el tablero VI es de 2.1096 ton/m²



Peso total tablero VII

Muro M8

Se trata de un muro de carga, por lo que la descarga total será la carga que le corresponde de la losa de azotea más el peso propio del muro.

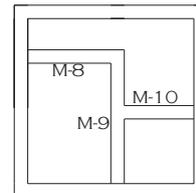
Área tributaria del muro M8= 1.4445 m²

Peso para un muro mortero-mortero= 0.240ton/ m²

W losa de azotea=w x AT= 0.831 ton

Peso propio del muro = l h w = 0.697 ton

TABLERO VII



W total = 1.528 ton

Factores correspondientes a cada muro

F_{M8}= 1.6

$$W_{M8} = \frac{W_{total}}{A_{tablero}} F_{M8} = \frac{1.528}{4} 1.6 = 0.6112 \text{ ton/m}^2$$

Muro M9

Se trata de un muro de carga, por lo que la descarga total será la carga que le corresponde de la losa de azotea más el peso propio del muro.

Área tributaria del muro M9= 2.1597 m²

Peso para un muro mortero-mortero= 0.240ton/ m²

W losa de azotea=w x AT= 1.242 ton

Peso propio del muro = l h w = 0.972 ton

W total = 2.214 ton

Factores correspondientes a cada muro

F_{M9}= 1.6

$$W_{M9} = \frac{W_{total}}{A_{tablero}} F_{M9} = \frac{2.214}{4} 1.6 = 0.8856 \text{ ton/m}^2$$



Muro M10

Se trata de un muro de carga, por lo que la descarga total será la carga que le corresponde de la losa de azotea más el peso propio del muro.

Área tributaria del muro M10= 0.8525 m²

Peso para un muro mortero-mortero= 0.240ton/ m²

W losa de azotea=w x AT= 0.490 ton

Peso propio del muro = l h w = 0.5994 ton

W total = 1.0894 ton

Factores correspondientes a cada muro

F_{M10}= 1.6

$W_{M10} = \frac{W_{total}}{A_{tablero}} F_{M10} = \frac{1.0894}{4} 1.6 = 0.4358 \text{ ton/m}^2$

Por lo tanto la carga total en el tablero VII es de 2.530 ton/m²

Peso total tablero VIII

Muro M11

Se trata de un muro de carga, por lo que la descarga total será la carga que le corresponde de la losa de azotea más el peso propio del muro.

Área tributaria del muro M11= 4.1038 m²

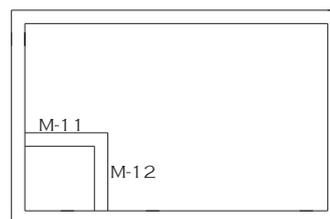
Peso para un muro mortero-mortero= 0.240ton/ m²

W losa de azotea=w x AT= 2.360 ton

Peso propio del muro = l h w = 0.648 ton

W total = 3.008 ton

TABLERO VIII



Factores correspondientes a cada muro

F_{M11}= 1.75

$W_{M11} = \frac{W_{total}}{A_{tablero}} F_{M11} = \frac{3.008}{8.37} 1.75 = 0.629 \text{ ton/m}^2$



Muro M12

Se trata de un muro divisorio, por lo que la descarga total será solo el peso propio del muro.

Peso para un muro mortero-mortero= 0.240ton/ m²

Peso propio del muro = l h w = 0.5184 ton

$$W \text{ total} = 0.5184 \text{ ton}$$

Factores correspondientes a cada muro

$$F_{M12} = 1.4$$

$$W_{M12} = \frac{W \text{ total}}{A \text{ tablero}} F_{M12} = \frac{0.5184}{8.37} 1.4 = 0.087 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto la carga total en el tablero VIII es de 1.314 ton/m²

Peso total tablero IX

Muro M13

Se trata de un muro de carga, por lo que la descarga total será la carga que le corresponde de la losa de azotea más el peso propio del muro.

Área tributaria del muro M13= 9.6271 m²

Peso para un muro mortero-mortero= 0.240ton/ m²

W losa de azotea=w x AT= 5.536 ton

Peso propio del muro = l h w = 2.5434 ton

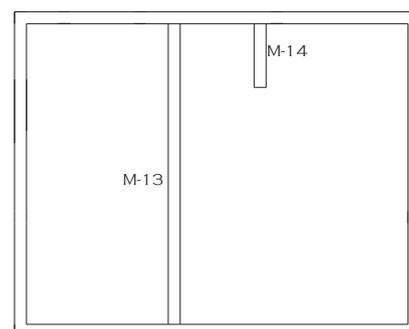
$$W \text{ total} = 8.079 \text{ ton}$$

Factores correspondientes a cada muro

$$F_{M13} = 1.5$$

$$W_{M13} = \frac{W \text{ total}}{A \text{ tablero}} F_{M13} = \frac{8.079}{19.33} 1.5 = 0.627 \text{ ton/m}^2$$

TABLERO IX





Muro M14

Se trata de un muro divisorio, por lo que la descarga total será solo el peso propio del muro.

Peso para un muro mortero-mortero= 0.240ton/ m²

Peso propio del muro = l h w = 0.5184 ton

$$W \text{ total} = 0.5184 \text{ ton}$$

Factores correspondientes a cada muro

$$F_{M14} = 1.5$$

$$W_{M14} = \frac{W \text{ total}}{A \text{ tablero}} F_{M14} = \frac{0.5184}{19.33} 1.5 = 0.040 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto la carga total en el tablero IX es de 1.265 ton/m²

Peso total tablero X

Muro M15

Se trata de un muro de carga, por lo que la descarga total será la carga que le corresponde de la losa de azotea más el peso propio del muro.

Área tributaria del muro M15= 2.7567 m²

Peso para un muro azulejo-mortero= 0.287ton/ m²

W losa de azotea=w x AT= 1.585 ton

Peso propio del muro = l h w = 0.891 ton

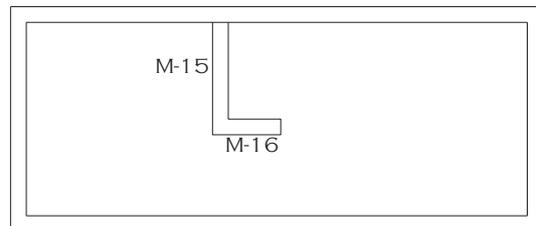
$$W \text{ total} = 2.476 \text{ ton}$$

Factores correspondientes a cada muro

$$F_{M15} = 1.3$$

$$W_{M15} = \frac{W \text{ total}}{A \text{ tablero}} F_{M15} = \frac{2.476}{9.85} 1.3 = 0.327 \text{ ton/m}^2$$

TABLERO X





Muro M16

Se trata de un muro divisorio, por lo que la descarga total será solo el peso propio del muro.

Peso para un muro mortero-mortero= 0.240ton/ m²

Peso propio del muro = l h w = 0.324 ton

$$W \text{ total} = 0.324 \text{ ton}$$

Factores correspondientes a cada muro

$$F_{M16} = 1.8$$

$$W_{M16} = \frac{W \text{ total}}{A \text{ tablero}} F_{M16} = \frac{0.324}{9.85} 1.8 = 0.059 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto la carga total en el tablero X es de 0.984 ton/m²

2.4.4 CÁLCULO DEL PERALTE MÍNIMO

Se trata de concreto clase II así que utilizaremos la expresión propuesta por las NTC apartado de concreto sección 6.3.3.5

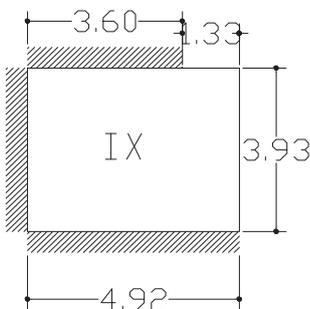
$$d_{min} = \frac{\text{perimetro}}{170} (0.032^4 \sqrt{f_s w})$$

Se tomará el tablero más desfavorable

Datos de diseño

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2 \quad W = 1265 \text{ kg/m}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$$



$$\text{Perímetro} = 360 + 492.5 + 392.5 + 1.5 (132.5 + 392.5) = 2032.5 \text{ cm}$$

$$d_{min} = \frac{2032.5}{170} (0.032^4 \sqrt{2520 \times 1265}) = 16.17 \text{ cm}$$

$$\text{Espesor total, } H = d_{min} + \text{recubrimiento} = 18.17 \text{ cm}$$

El espesor propuesto para la losa de entrepiso es de H = 20 cm ya que se trata de una losa aligerada y este es mayor al calculado por lo tanto se acepta el espesor propuesto.

$$\begin{aligned} \text{Se tomará} \quad d &= 18 \text{ cm} \\ H &= 20 \text{ cm} \end{aligned}$$



2.4.5 CÁLCULO DE COEFICIENTES Y MOMENTOS DE DISEÑO

Los coeficientes los obtenemos de la tabla 6.1 de las NTC, y para esto necesitamos conocer:

La relación claro corto – claro largo $m=a_1/a_2$, la forma del apoyo si el tablero es monolítico o no monolítico y las condiciones de continuidad del tablero.

Tabla 6.1 Coeficientes de momentos flexionantes para tableros rectangulares, franjas centrales¹

Tablero	Momento	Claro	Relación de lados corto a largo, $m = a_1/a_2$															
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0			
			I ²	II ¹	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II		
<i>Interior</i> Todos los bordes continuos	Neg. en bordes interiores	corto	998	1018	553	565	489	498	432	438	381	387	333	338	288	292		
		largo	516	544	409	431	391	412	371	388	347	361	320	330	288	292		
	Positivo	corto	630	668	312	322	268	276	228	236	192	199	158	164	126	130		
		largo	175	181	139	144	134	139	130	135	128	133	127	131	126	130		
<i>De borde</i> Un lado corto discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	998	1018	568	594	506	533	451	478	403	431	357	388	315	346		
		largo	516	544	409	431	391	412	372	392	350	369	326	341	297	311		
	Neg. en bordes dis.	corto	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0		
		largo	630	668	329	356	292	306	240	261	202	219	167	181	133	144		
<i>De borde</i> Un lado largo discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	583	624	514	458	453	481	397	420	346	364	297	311		
		largo	587	687	465	545	442	513	411	470	379	426	347	384	315	346		
	Neg. en bordes dis.	corto	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0		
		largo	751	912	334	366	285	312	241	263	202	218	164	175	129	135		
<i>De esquina</i> Dos lados adyacentes discontinuos	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	598	653	530	582	471	520	419	464	371	412	324	364		
		largo	600	713	475	564	455	541	429	506	394	457	360	410	324	364		
	Neg. en borde discontinuos	corto	651	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0		
		largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0		
<i>Extremo</i> Tres bordes discontinuos un lado largo continuo	Neg. en borde cont.	corto	1060	1143	970	1070	890	1010	810	940	730	870	650	790	570	710		
		largo	651	0	370	0	340	0	310	0	280	0	250	0	220	0		
	Positivo	corto	320	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0		
		largo	751	912	730	800	670	760	610	710	550	650	490	600	430	540		
<i>Extremo</i> Tres bordes discontinuos un lado corto continuo	Neg. en borde cont.	corto	1060	1143	970	1070	890	1010	810	940	730	870	650	790	570	710		
		largo	651	0	370	0	340	0	310	0	280	0	250	0	220	0		
	Positivo	corto	320	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0		
		largo	1100	1670	960	1080	840	950	730	850	620	740	540	660	430	520		
<i>Aislado</i> Cuatro lados discontinuos	Neg. en bordes discontinuos	corto	570	0	550	0	530	0	470	0	430	0	380	0	330	0		
		largo	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0		
	Positivo	corto	1100	1670	830	1380	800	1330	720	1190	640	1070	570	950	500	830		
		largo	200	250	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830		

¹ Para las franjas extremas multiplíquense los coeficientes por 0.60.

² Caso I. Losa colada monolíticamente con sus apoyos.

³ Caso II. Losa no colada monolíticamente con sus apoyos.

Los coeficientes multiplicados por $10^{-4} \cdot W \cdot a_1^2$, dan momentos flexionantes por unidad de ancho; si W está en kg/m^2 (kN/m^2) y a_1 en m, el momento da en $kg-m/m$ ($kN-m/m = 10^6 N-mm/m$)

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



CÁLCULO DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO						
	TABLERO	MOMENTO	CLARO	COEFICIENTE	Mu (ton-m)	Mu ajustado (ton-m)
	I a1 = 1.35 a2 = 5.5 m = 0.25 w = 0.60	Negativo en bordes interiores	Corto	1106.5	0.169	0.728
			Largo	0	0.000	
		Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.000	
			Largo	0	0.000	
		Positivo	Corto	856	0.131	
			Largo	360	0.055	
	II a1 = 1.925 a2 = 2.5 m = 0.77 w = 0.6	Negativo en bordes interiores	Corto	480.8	0.150	0.752
			Largo	471.7	0.147	
		Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.000	
			Largo	0	0.000	
		Positivo	Corto	262.3	0.082	
			Largo	156.6	0.049	
	III a1 = 3 a2 = 4.575 m = 0.66 w = 1.956	Negativo en bordes interiores	Corto	462	1.139	0.96
			Largo	397.6	0.980	
		Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.000	
			Largo	0	0.000	
		Positivo	Corto	252	0.621	
			Largo	136.6	0.337	
	IV a1 = 0.575 a2 = 4.575 m = 0.13 w = 0.6	Negativo en bordes interiores	Corto	1008.06	0.028	0.96
			Largo	650.08	0.018	
		Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.000	
			Largo	0	0.000	
		Positivo	Corto	770.04	0.021	
			Largo	189.08	0.005	
	V a1 = 2.925 a2 = 4 m = 0.73 w = 1.205	Negativo en bordes interiores	Corto	503.2	0.726	0.63
			Largo	491.3	0.709	
		Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.000	
			Largo	0	0.000	
		Positivo	Corto	282.7	0.408	
			Largo	157.4	0.227	
	VI a1 = 2 a2 = 2 m = 1.00 w = 2.11	Negativo en bordes interiores	Corto	292	0.345	0.726
			Largo	292	0.345	
		Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.000	
			Largo	0	0.000	
		Positivo	Corto	130	0.154	
			Largo	130	0.154	
	VII a1 = 2 a2 = 2 m = 1.00 w = 2.53	Negativo en bordes interiores	Corto	346	0.490	0.63
			Largo	311	0.441	
		Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.000	
			Largo	0	0.000	
		Positivo	Corto	144	0.204	
			Largo	135	0.191	
	VIII a1 = 2.325 a2 = 3.6 m = 0.65 w = 1.314	Negativo en bordes interiores	Corto	551	0.548	0.942
			Largo	523.5	0.521	
		Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.000	
			Largo	0	0.000	
		Positivo	Corto	326	0.324	
			Largo	160.5	0.160	
	IX a1 = 3.925 a2 = 4.925 m = 0.80 w = 1.265	Negativo en bordes interiores	Corto	431	1.176	0.942
			Largo	369	1.007	
		Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.000	
			Largo	0	0.000	
		Positivo	Corto	219	0.598	
			Largo	137	0.374	
	X a1 = 2 a2 = 4.925 m = 0.41 w = 0.984	Negativo en bordes interiores	Corto	741.2	0.408	0.917
			Largo	590.82	0.326	
		Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.000	
			Largo	0	0.000	
		Positivo	Corto	505.28	0.278	
			Largo	175.92	0.097	
	XI a1 = 1 a2 = 5.925 m = 0.17 w = 0.6	Negativo en bordes interiores	Corto	976.4	0.082	0.819
			Largo	662.34	0.056	
		Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.000	
			Largo	0	0.000	
		Positivo	Corto	743.36	0.062	
			Largo	197.04	0.017	

Para obtener los coeficientes se entra a la tabla con el valor de m, el tipo de apoyo que se tenga y las condiciones de continuidad. Si el valor de m no se encuentra en la tabla se debera realizar una interpolacion.

El momento último se obtiene con la siguiente expresión: $Mu = F_c \text{coef} x 10^4 w a_1^2$



2.4.6 AJUSTE DE MOMENTOS

Cuando los momentos obtenidos en el borde de dos tableros adyacentes son distintos se deberá distribuir el momento haciendo un ajuste de dos tercios del momento de desequilibrio entre ambos tableros si estos son monolíticos con sus apoyos de no ser así será la totalidad de dicho momento.

Para hacer el ajuste de momentos entre dos tableros adyacentes, se distribuirá el momento entre estos tableros, suponiendo que la rigidez del tablero es $k = \frac{d^3}{a_1}$, y el factor de distribución se obtiene con la siguiente expresión: $f_d = \frac{ki}{\sum ki}$

$d = 18 \text{ cm}$
 $h = 20 \text{ cm}$



k	43.200	19.440
fd	0.690	0.310
Me	-0.169	0.980
Mdes	0.811	0.811
Mdist	-0.559	-0.252
Majustado	-0.728	0.728



k	43.200	101.426
fd	0.299	0.701
Me	-0.169	0.018
Mdes	-0.151	-0.151
Mdist	0.045	0.106
Majustado	-0.124	0.124



k	30.296	19.938
fd	0.603	0.397
Me	-0.147	0.709
Mdes	0.562	0.562
Mdist	-0.339	-0.223
Majustado	-0.486	0.486



K	30.296	19.440
Fd	0.609	0.391
Me	0.150	-1.139
Mdes	-0.989	-0.989
Mdist	0.602	0.387
Majustado	0.752	-0.752



k	19.440	29.160
fd	0.400	0.600
Me	-0.980	0.345
Mdes	-0.635	-0.635
Mdist	0.254	0.381
Majustado	-0.726	0.726



k	19.440	19.938
fd	0.494	0.506
Me	-0.980	0.709
Mdes	-0.271	-0.271
Mdist	0.134	0.137
Majustado	-0.846	0.846



k	19.440	101.426
fd	0.161	0.839
Me	1.139	-0.028
Mdes	1.111	1.111
Mdist	-0.179	-0.932
Majustado	0.960	-0.960



k	101.426	25.084
fd	0.802	0.198
Me	-0.018	0.548
Mdes	0.530	0.530
Mdist	-0.425	-0.105
Majustado	-0.443	0.443



k	29.160	29.160
fd	0.500	0.500
Me	-0.345	0.441
Mdes	0.096	0.096
Mdist	-0.048	-0.048
Majustado	-0.393	0.393



k	29.160	58.320
fd	0.333	0.667
Me	-0.441	0.056
Mdes	-0.385	-0.385
Mdist	0.128	0.257
Majustado	-0.312	0.312



k	29.160	25.084
fd	0.538	0.462
Me	0.490	-0.521
Mdes	-0.030	-0.030
Mdist	0.016	0.014
Majustado	0.507	-0.507



k	14.859	58.320
fd	0.203	0.797
Me	-1.007	0.082
Mdes	-0.925	-0.925
Mdist	0.188	0.737
Majustado	-0.819	0.819



k	14.859	29.160
fd	0.338	0.662
Me	-1.176	0.408
Mdes	-0.767	-0.767
Mdist	0.259	0.508
Majustado	-0.917	0.917



k	29.160	58.320
fd	0.333	0.667
Me	-0.326	0.082
Mdes	-0.244	-0.244
Mdist	0.081	0.162
Majustado	-0.244	0.244



k	25.084	14.859
fd	0.628	0.372
Me	-0.548	1.176
Mdes	0.628	0.628
Mdist	-0.394	-0.234
Majustado	-0.942	0.942



k	19.938	29.160
fd	0.406	0.594
Me	0.726	-0.345
Mdes	0.381	0.381
Mdist	-0.155	-0.226
Majustado	0.571	-0.571



k	19.938	29.160
fd	0.406	0.594
Me	0.726	-0.490
Mdes	0.236	0.236
Mdist	-0.096	-0.140
Majustado	0.630	-0.630



k	29.160	25.084
fd	0.538	0.462
Me	0.345	-0.521
Mdes	-0.176	-0.176
Mdist	0.094	0.081
Majustado	0.439	-0.439

2.4.7 DISEÑO POR FLEXIÓN

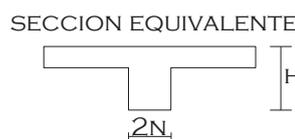
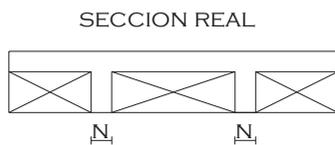
Para momento negativo:

Se toma el momento mayor, que en este caso corresponde al que se presenta en el lado corto del tablero III, M_u ajustado = 0.960 t-m que es el momento que utilizaremos para el diseño.

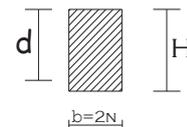
$$M_u = 0.960 \text{ t} - \text{m}$$

$$A_s = \frac{f''c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f''c}} \right] b d$$

Para obtener b y d



SECCION PRACTICA



$$b = 20\text{cm} \quad d = 18\text{cm}$$

$$\rho = \frac{136}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.960 \times 10^5)}{0.9(20)(18^2)136}} \right] = 0.00419$$

Comparación con el porcentaje de acero mínimo y máximo.

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f''c}}{f_y} = \frac{0.7\sqrt{200}}{4200} = 0.002357$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\rho_{max} = 0.75 \left[\frac{6000\beta_1}{6000+f_y} \frac{f''c}{f_y} \right] = 0.75 \left[\frac{(6000)(0.85)}{6000+4200} \frac{136}{4200} \right] = 0.012$$

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max} \quad \text{se acepta}$$



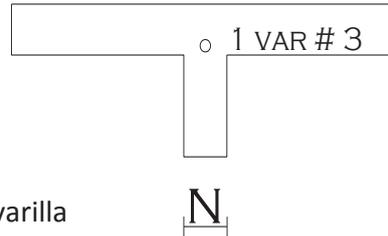
$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.00419(20)(18) = 1.509 \text{ cm}^2$$

Para cada nervadura

$$A_s = \frac{1.509}{2} = 0.754 \text{ cm}^2$$

Para cubrir el área de acero se utilizará una varilla del número 3 y el resto lo cubrirá la malla electro soldada.



$$A_{\text{Smalla}} = 0.61 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para momento positivo:

Se toma el momento mayor, que en este caso corresponde al que se presenta en el lado corto del tablero III, $M_u = 0.621 \text{ t-m}$, momento que se utiliza para el diseño.

$$M_u = 0.621 \text{ t} - \text{m}$$

$$A_s = \frac{f''c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f''c}} \right] b d$$

$$b = 20 \text{ cm} \quad d = 18 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{136}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.621 \times 10^5)}{0.9(20)(18^2)136}} \right] = 0.00264$$

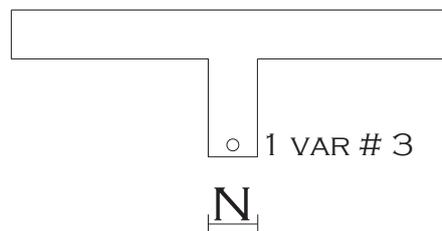
$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \quad \text{se acepta}$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.00264(20)(18) = 0.952 \text{ cm}^2$$

Para cada nervadura

$$A_s = \frac{0.952}{2} = 0.476 \text{ cm}^2$$



2.4.8 DISEÑO POR CORTANTE

La revisión por cortante se realizará de acuerdo a las NTC para concreto en la sección 6.3.3.5 con la siguiente expresión:

$$V_u = 1.4 \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) w$$

Para el tablero IX que es el más desfavorable

$$V_u = 1.4 \left(\frac{3.925}{2} - 0.18 \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{3.925}{4.925} \right) 1265$$

$$V_u = 1741.05 \text{ kg}$$



Para cada nervadura

$$V_u = \frac{1741.05}{2} = 870.525 \text{ kg}$$

El cortante resistente se obtendrá mediante las NTC para concreto en la sección 2.5 con la siguiente expresión:

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20 \rho_{real}) \sqrt{f^* c}$$

$$\rho_{real} = \frac{A_{S_{real}}}{b d} \quad \rho_{real} = \frac{1.27}{10 \times 18} = 0.007055$$

$$V_{CR} = (0.8)(10)(18)(0.2 + 20(0.007055))\sqrt{160} = 621.324 \text{ kg}$$

$V_{CR} < V_u$

Por lo tanto se requiere refuerzo por tensión diagonal.

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_{SR}} (\text{sen} \theta + \text{cos} \theta)$$

$$V_{SR} = V_u - V_{CR} = 870.525 - 621.324 = 249.201 \text{ kg}$$

Se proponen estribos del # 2 en 1 rama $a_o = 0.32 \text{ cm}^2$

$$A_v = 1 \times 0.32 = 0.32 \text{ cm}^2$$

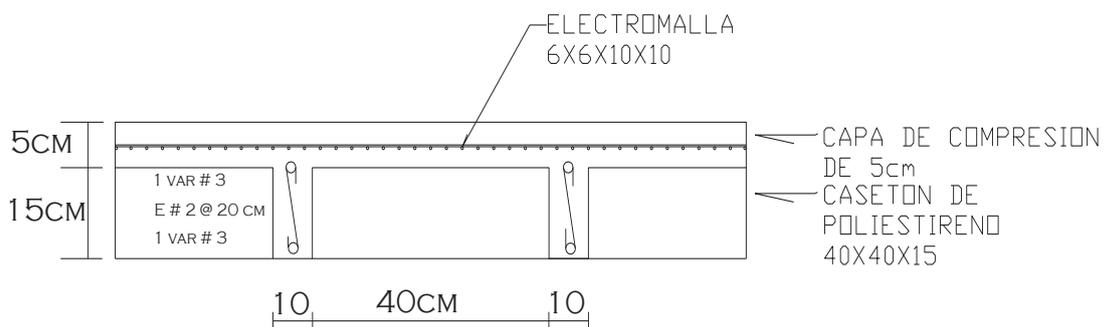
$$\theta = 90^\circ$$

$$F_R = 0.8 \quad S = \frac{(0.8)(0.32)(2530)(18)}{249.201} (\text{sen} 90 + \text{cos} 90)$$

$$S = 46.78 \text{ cm}$$

$S_{max} = 20 \text{ cm}$ $S > S_{max}$ por lo tanto se utilizará la separación máxima

Se utilizan estribos del número 2 a cada 20 cm





2.4.4 CÁLCULO DEL PESO DE LA ESCALERA

Se propone una losa de 13 cm de espesor con plafón de yeso y escalones de tabique.

MATERIAL	ESPESOR (M)	PESO VOL.(T/M ³)	PESO TOTAL(T/M ²)
Escalón	0.085	1.5	0.128
Losa de concreto	0.13	2.4	0.312
Plafón de yeso	0.02	1.5	0.030
		ΣC.M.=	0.47

Peso del escalón por m²

$$We = (h/2) \times P.Vol.$$

Cargas permanentes

$$CM = 0.470 \text{ ton/m}^2$$

$$Cad = 0.040 \text{ ton/m}^2$$

$$CV = \underline{0.350 \text{ ton/m}^2}$$

$$CT = 0.860 \text{ ton/m}^2$$

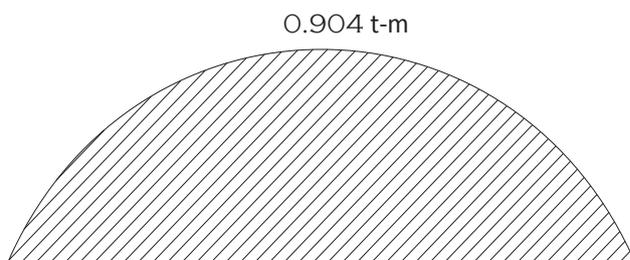
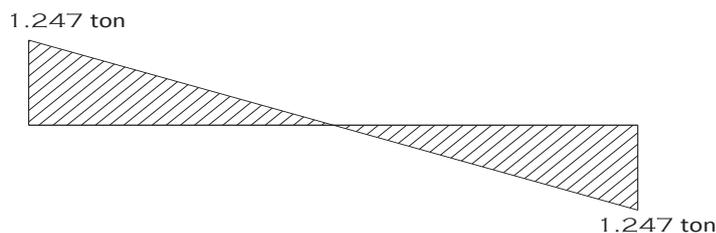
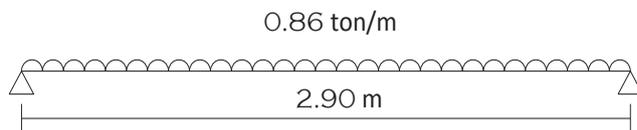
Cargas permanentes + accidentales

$$CM = 0.470 \text{ ton/m}^2$$

$$Cad = 0.040 \text{ ton/m}^2$$

$$CV = \underline{0.150 \text{ ton/m}^2}$$

$$CT = 0.660 \text{ ton/m}^2$$





Se revisa la deflexión para comprobar que el peralte es el adecuado.

$$\delta_{total} \leq \frac{L}{240} + 0.5$$

$$\delta_{total} = \delta_{inmediata} + \delta_{diferida}$$

$$\delta_{inmediata} = \frac{5wl^4}{384EI} \quad \delta_{diferida} = \frac{4}{1+50\rho'} \delta_{inmediata}$$

$$E = 10000\sqrt{f'c} \quad E = 10000\sqrt{200} = 141421.3562$$

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad I = \frac{(100)(13)^3}{12} = 18308.333cm^4$$

$$\delta_{inmediata} = \frac{5(8.6)(290)^4}{384(141421.3562)(18308.333)} = 0.3058cm$$

$$\delta_{diferida} = \frac{4}{1+50(0)} (0.3058) = 1.2236cm$$

$$\delta_{total} = 0.3058 + 1.2236 = 1.5294cm$$

$$\frac{290}{240} + 0.5 = 1.70833cm$$

1.5294 ≤ 1.70833 Por lo tanto se acepta el peralte propuesto.

2.4.7 DISEÑO POR FLEXIÓN

$$Mu = (0.904)(1.4) = 1.2656 t - m$$

Se calcula el área de acero de acuerdo con las NTC apartado de concreto sección 2.2.4.

$$As = \rho bd$$

$$\rho = \frac{qf'c}{fy}$$

$$q = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_R bd^2 f'c}} \right]$$

$$As = \frac{f'c}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_R bd^2 f'c}} \right] bd$$

$$As = \frac{136}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.2656 \times 10^5)}{0.9(100)(11^2)136}} \right] 100(11) = 3.19 \text{ cm}^2$$

En donde:

$F_R = 0.9$ para flexión de acuerdo a lo establecido por las NTC apartado de concreto sección

1.6.

b = ancho de la sección d = peralte efectivo

$f'c$ = esfuerzo uniforme de compresión.



ρ = porcentaje de acero del refuerzo longitudinal a tensión.

Comparación con el área de acero mínimo por temperatura sección 2.2.1 NTC para concreto:

$$A_{st} = \frac{660x1}{fy(x1+100)}b \qquad A_{st} = \frac{660(13)}{4200(13+100)}(100) = 1.81cm^2$$

Por lo tanto se usará $A_s = 3.19cm^2$

Separación

$$s = \frac{100a_0}{A_s} \qquad \text{Usando varillas del \# 3 } a_0 = 0.71cm^2$$

$$s = \frac{100(0.71)}{3.19} = 22.257cm$$

$$S_{max} \begin{cases} 50cm \\ 3.5(x_i) = 3.5(10) = 35cm \end{cases}$$

$S < S_{max}$

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

2.4.8 REVISIÓN POR CORTANTE

$V = 1.247$ ton

Por tener bordes continuos y discontinuos, V se incrementa un 15%

$V = 1.247(1.15) = 1.434$ ton.

El cortante ultimo es:

$V_u = 1.4(1.434) = 2.00767$ ton.

$V_u = 2007.67$ kg.

Para el cálculo del V_{CR} utilizaremos la expresión señalada en las NTC apartado de concreto sección 2.5.

$$V_{CR} = 0.5F_Rbd\sqrt{f^*c}$$

$$V_{CR} = 0.5(0.8)(100)(11)\sqrt{160} = 5565.608682kg$$

$V_{CR} > V_u$ Por lo tanto el peralte es adecuado para resistir cortante



3. ANÁLISIS Y DISEÑO DE TRABES

3.1 DEFINICIÓN

Una trabe es un elemento estructural tipo barra que puede ser fabricado de diversos materiales como madera, acero, concreto reforzado, etc. Éstas son usadas para soportar cargas en una edificación. Las trabes trabajan principalmente a flexión y cortante.

3.2 CLASIFICACIÓN

Las trabes de concreto reforzado se clasifican de acuerdo a la cantidad de acero longitudinal que tenga: en trabes **subreforzadas**, **sobre reforzadas** y **secciones balanceadas**.

Las trabes subreforzadas son aquellas donde la cantidad de acero es pequeña, y por lo tanto fluye teniendo un comportamiento dúctil.

En las trabes sobre reforzadas la cantidad de acero que contienen en la zona de tensión es grande por lo que no fluye. El elemento falla por aplastamiento del concreto en zona de compresión, presentando una falla frágil.

En las secciones balanceadas el acero y el concreto alcanzan la fluencia al mismo tiempo, por lo que presenta una falla generalmente dúctil (Sánchez Ibarra, Olmos Navarrete, & Navarro Caballero, 2008).

Las trabes también pueden ser clasificadas en elementos pretensados y postensados:



- Los elementos pretensados son aquellos en los que el acero es sometido a tensión antes de ser colocado el concreto, se mide el alargamiento del acero, así como la fuerza de tensión aplicada por los gatos hidráulicos, se vierte el concreto y se le da un curado que puede ser a través de vapor de agua. Cuando se ha logrado una resistencia adecuada se libera la presión de los gatos y el acero tiende a acortarse pero no lo hace por estar ligado por adherencia con el concreto y de esta manera es transferido el pre esfuerzo al concreto.
- En los elementos postensado, contrario al pre tensado, el acero es tensado pero después de que el concreto ha fraguado, este método puede aplicarse tanto para elementos prefabricados como colados en sitio.

3.3 ANÁLISIS Y DISEÑO DE TRABES

3.3.1 Trabe T-1

Transmisión de cargas

Las cargas que actúan sobre la trabe T-1 son:

- Peso de la losa de azotea
- Peso del muro planta alta
- Peso de la losa de entrepiso
- Peso propio de la trabe

✚ Losa de azotea

Área tributaria de la losa= 4.314 m²

Peso de la losa (w losa) = 0.575 ton/ m²

W azotea = At x w losa = **2.481 ton**

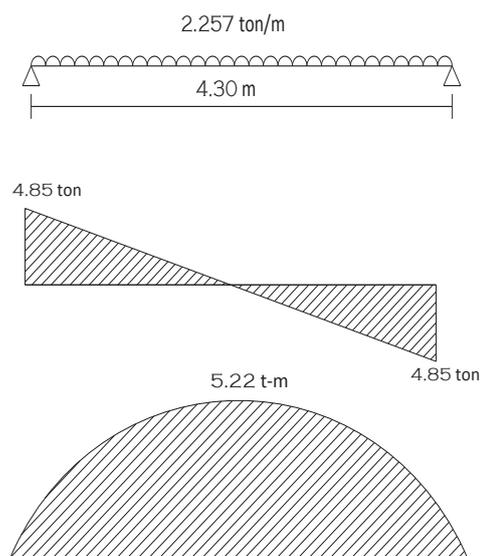
✚ Peso del muro

Longitud del muro (Lm) = 4.30 m

Peso del muro/metro lineal=0.648 ton/m

W muro = Lm x w muro = **2.7864 ton**

✚ Losa de entrepiso





Área tributaria de la losa = 3.722 m²

Peso de la losa (w losa) = 0.984 ton/ m²

W entrepiso = At x w losa = **3.662 ton**

✚ Peso propio

Proponiendo una trabe de 15 x 50 L = 4.30 m V_{max}= 4.85 t

W trabe = b h L 2.4 = **0.774 ton** M_{max}= 5.22 t-m

Descarga total sobre la trabe

W total = 9.7034/4.3 = 2.257 ton/m

Diseño por flexión

DATOS	CONSTANTES DE DISEÑO
$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$	$f^*c = 160 \text{ Kg/cm}^2$
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$f''c = 136 \text{ Kg/cm}^2$
$F_R = 0.9$	$\rho_b = \frac{6000\beta_1 f''c}{6000+f_y f_y} = 0.016190$
$b = 15 \text{ cm}$	$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.7\sqrt{200}}{4200} = 0.002357$
$h = 50 \text{ cm}$	$\rho_{max} = 0.75\rho_b = (0.75)(0.016190) = 0.0121425$
recubrimiento= 5 cm	$\beta_1 = 0.85$
$d = 45 \text{ cm}$	

Acero requerido por momento positivo:

M u = (1.4) (522000) = 730 800 kg – cm

Para calcular el porcentaje de acero se utiliza la siguiente expresión:

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

$$\rho = \frac{136}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(7.308 \times 10^5)}{(0.9)(15)(45^2)(136)}} \right] = 0.00715$$

Comparando el porcentaje de acero con el máximo y el mínimo observamos que se acepta

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

El área de acero se calcula con la siguiente expresión

$As = \rho b d$

$As = 0.00715(15)(45) = 4.826 \text{ cm}^2$

Usando 2 varillas del # 5 y 1 varilla del # 4 a_o = 1.98 cm² a_o = 1.27 cm²



$$A_s = 5.23 \text{ cm}^2 > A_s \text{ requerido}$$

Acero requerido por momento negativo:

Sólo se necesita el A_s min ya que no se presenta momento negativo.

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} b d = 1.591 \text{ cm}^2$$

Usando 2 varillas del # 4 $a_o = 1.27 \text{ cm}^2$

$$A_s = 2.54 \text{ cm}^2 > A_s \text{ requerido}$$

Diseño por cortante

Dado que $\rho < 0.015$, el cortante resistente se calcula como:

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20 \rho_{real}) \sqrt{f^* c}$$

$$\rho_{real} = \frac{A_{s_{real}}}{b d} \rho_{real} = \frac{(2 \times 1.98) + (1.27)}{15 \times 45} = 0.007748$$

$$V_{CR} = (0.8)(15)(45)(0.2 + 20(0.0077))\sqrt{160} = 2418.0039 \text{ kg}$$

$$V_u = V_{max} F_c = (4850)(1.4) = 6790 \text{ kg}$$

$$V_u > V_{CR} \quad \text{Se debe colocar refuerzo por tensión diagonal.}$$

Se propone usar estribos del # 2.5 en 2 ramas $A_v = 0.98 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_{SR}} (\text{sen} \theta + \text{cos} \theta)$$

$$V_{SR} = V_u - V_{CR} = 6790 - 2418.0039 = 4372 \text{ kg}$$

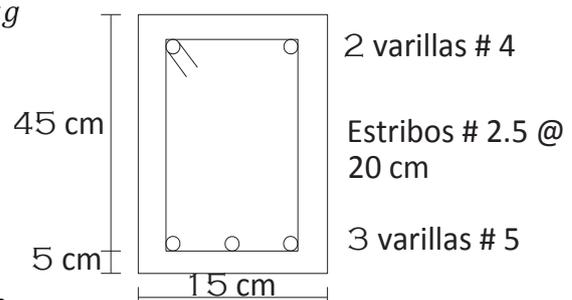
$$S = \frac{(0.8)(0.98)(4200)(45)}{4372} (\text{sen} 90 + \text{cos} 90)$$

$$S = 33.89 \text{ cm}$$

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

$$S_{max} = 0.5d = 0.5(45) = 22.5 \text{ cm}$$

Por lo tanto se usaran estribos del # 2.5 @ 20 cm





3.3.2 Trabe T-2

Transmisión de cargas

Las cargas que actúan sobre la trabe T-2 son:

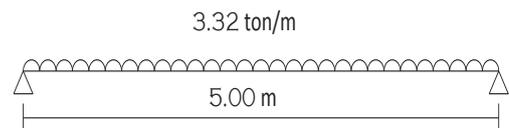
- Peso de la losa de azotea
- Peso del muro planta alta
- Peso de la losa de entrepiso
- Peso propio de la trabe

✚ Losa de azotea

Área tributaria de la losa = 3.6892 m²

Peso de la losa (w losa) = 0.575 ton/ m²

W azotea = At x w losa = **2.121 ton**

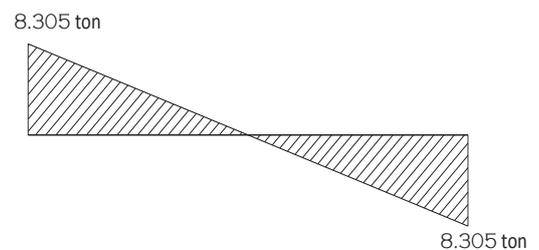


✚ Peso del muro

Longitud del muro (Lm) = 1.90 m

Peso del muro/metro lineal=0.7749 ton/m

W muro = Lm x w muro = **1.472 ton**



✚ Losa de entrepiso

Área tributaria de la losa = 5.814 m²

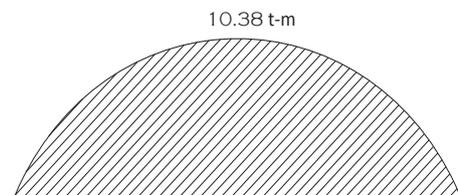
Peso de la losa (w losa) = 1.265 ton/ m²

W entrepiso = At x w losa = **7.355 ton**

Área tributaria de la losa = 3.925 m²

Peso de la losa (w losa) = 0.984 ton/ m²

W entrepiso = At x w losa = **3.862 ton**



✚ Peso propio

Proponiendo una trabe de 25 x 60 L = 5.00 m

W trabe = b h L 2.4 = **1.8 ton**

V_{max} = 8.305 t

M_{max} = 10.38 t-m

Descarga total sobre la trabe

W total = 16.61/5.00 = 3.322 ton/m



Diseño por flexión

DATOS	CONSTANTES DE DISEÑO
$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$	$f^*c = 160 \text{ Kg/cm}^2$
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$f''c = 136 \text{ Kg/cm}^2$
$F_R = 0.9$	$\rho_b = \frac{6000\beta_1 f''c}{6000+f_y f_y} = 0.016190$
$b = 25 \text{ cm}$	$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.7\sqrt{200}}{4200} = 0.002357$
$h = 60 \text{ cm}$	$\rho_{max} = 0.75\rho_b = (0.75)(0.016190) = 0.0121425$
recubrimiento= 5 cm	$\beta_1 = 0.85$
$d = 55 \text{ cm}$	

Acero requerido por momento positivo:

$$M_u = (1.4)(1038000) = 1453375 \text{ kg} - \text{cm}$$

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

$$\rho = \frac{136}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(14.53375 \times 10^5)}{(0.9)(25)(55^2)(136)}} \right] = 0.00556$$

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

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.00556(25)(55) = 7.648 \text{ cm}^2$$

Usando 4 varillas del # 5 $a_o = 1.98 \text{ cm}^2$

$$A_s = 7.92 \text{ cm}^2 > A_s \text{ requerido}$$

Acero requerido por momento negativo:

Sólo se necesita el $A_s \text{ min}$ ya que no se presenta momento negativo.

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} b d = 3.24 \text{ cm}^2$$

Usando 3 varillas del # 4 $a_o = 1.27 \text{ cm}^2$

$$A_s = 3.81 \text{ cm}^2 > A_s \text{ requerido}$$



Diseño por cortante

Dado que $\rho < 0.015$, el cortante resistente se calcula como:

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20 \rho_{real}) \sqrt{f^* c}$$

$$\rho_{real} = \frac{4 \times 1.98}{25 \times 55} = 0.00576$$

$$V_{CR} = (0.8)(25)(55)(0.2 + 20(0.00576))\sqrt{160} = 4385.697 \text{ kg}$$

$$V_u = V_{max} F_c = (8305)(1.4) = 11627 \text{ kg}$$

$V_u > V_{CR}$ Se debe colocar refuerzo por tensión diagonal.

Se propone usar estribos del # 2.5 en 2 ramas $A_v = 0.98 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_{SR}} (\text{sen}\theta + \text{cos}\theta)$$

$$V_{SR} = V_u - V_{CR} = 11627 - 4385.697 = 7241.300 \text{ kg}$$

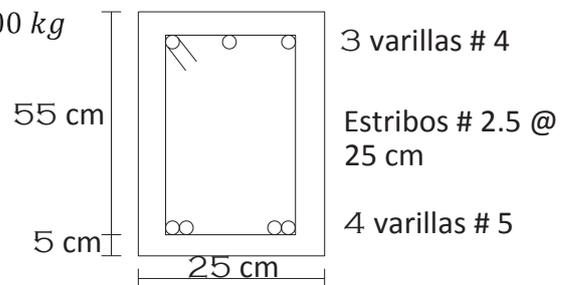
$$S = \frac{(0.8)(0.98)(4200)(55)}{7241.300} (\text{sen}90 + \text{cos}90)$$

$$S = 25.009 \text{ cm}$$

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

$$S_{max} = 0.5d = 0.5(55) = 27.5 \text{ cm}$$

Por lo tanto se usaran estribos del # 2.5 @ 25 cm



3.3.3 Trabe T-3

Transmisión de cargas

- Las cargas que actúan sobre la trabe T-3 son:
- Peso de la losa de azotea
 - Peso del muro planta alta
 - Peso de la losa de entrepiso
 - Peso propio de la trabe

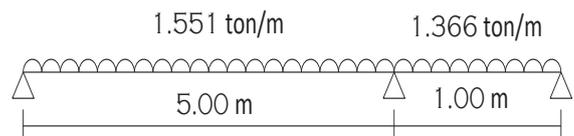
✚ Losa de azotea

Tramo

Área tributaria de la losa = 4.789 m²

Peso de la losa (w losa) = 0.575 ton/m²

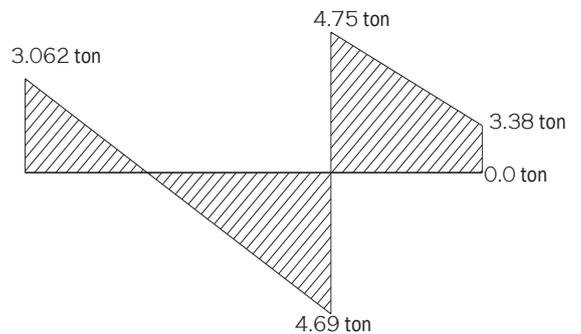
W azotea = At x w losa = **2.754 ton**





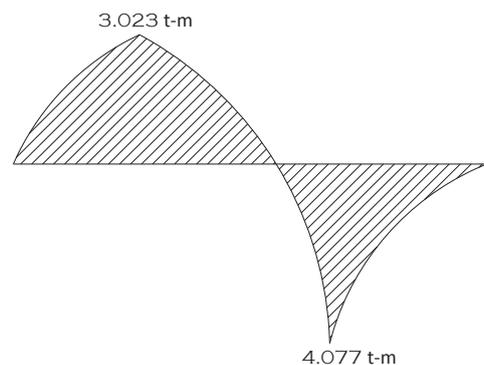
✚ Peso del muro

Longitud del muro (Lm) = 2.95 m
 Peso del muro/metro lineal=0.648 ton/m
 W muro = Lm x w muro = **1.912 ton**
 Longitud del muro (Lm) = 0.875 m
 Peso del muro/metro lineal=0.7749 ton/m
 W muro = Lm x w muro = **0.678 ton**



✚ Losa de entrepiso

Área tributaria de la losa = 2.375 m²
 Peso de la losa (w losa) = 0.598 ton/ m²
 W entrepiso = At x w losa = **1.419 ton**
 Longitud del tramo = 5.00 m
 Descarga por metro lineal= **1.353 t/m**



Tramo

Área tributaria de la losa= 0.5 m²
 Peso de la losa (w losa) = 0.575 ton/ m²
 W azotea = At x w losa = **0.288 ton**

✚ Peso del muro

Longitud del muro (Lm) = 0.875 m
 Peso del muro/metro lineal=0.7749 ton/m
 W muro = Lm x w muro = **0.678 ton**

$$V_{\max} = 4.75 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 4.077 \text{ t-m}$$

✚ Losa de entrepiso

Área tributaria de la losa = 0.338 m²
 Peso de la losa (w losa) = 0.598 ton/ m²
 W entrepiso = At x w losa = **0.202 ton**
 Longitud del tramo = 1.00 m
 Descarga por metro lineal= **1.168 t/m**



✚ Peso propio

Proponiendo una trabe de 15 x 55 L = 6.00 m

W trabe = b h 2.4 = **0.198 t/m**

Descarga total sobre la trabe

Tramo W total = 1.551 ton/m

Tramo W total = 1.366 ton/m

Diseño por flexión

DATOS

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

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

$$FR = 0.9$$

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

$$h = 55 \text{ cm}$$

$$\text{recubrimiento} = 5 \text{ cm}$$

$$d = 50 \text{ cm}$$

CONSTANTES DE DISEÑO

$$f^*c = 160 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''c = 136 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rho_b = \frac{6000\beta_1 f''c}{6000 + fy fy} = 0.016190$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{fy} = \frac{0.7\sqrt{200}}{4200} = 0.002357$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = (0.75)(0.016190) = 0.0121425$$

$$\beta_1 = 0.85$$

Acero requerido por momento positivo:

$$M u = (1.4) (302300) = 428680 \text{ kg - cm}$$

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

$$\rho = \frac{136}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(4.2868 \times 10^5)}{(0.9)(15)(50^2)(136)}} \right] = 0.00318$$

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

$$As = \rho b d$$

$$As = 0.00318(15)(50) = 2.385 \text{ cm}^2$$

Usando 2 varillas del # 4 $a_0 = 1.27 \text{ cm}^2$

$$As = 2.54 \text{ cm}^2 > As \text{ requerido}$$



Acero requerido por momento negativo:

$$M u = (1.4) (570780) = 569100 \text{ kg} - \text{cm}$$

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

$$\rho = \frac{136}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(5.691 \times 10^5)}{(0.9)(15)(50^2)(136)}} \right] = 0.0043$$

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

$$As = \rho bd$$

$$As = 0.0043(15)(50) = 3.225 \text{ cm}^2$$

Usando 3 varillas del # 4 $a_o = 1.27 \text{ cm}^2$

$$As = 3.81 \text{ cm}^2 > As \text{ requerido}$$

Diseño por cortante

Dado que $\rho < 0.015$, el cortante resistente se calcula como:

$$V_{CR} = FRbd(0.2 + 20\rho_{real})\sqrt{f^*c}$$

$$\rho_{real} = \frac{2 \times 1.27}{15 \times 50} = 0.00339$$

$$V_{CR} = (0.8)(15)(50)(0.2 + 20(0.00339))\sqrt{160} = 2031.953 \text{ kg}$$

$$V_u = V_{max} Fc = (4750)(1.4) = 6650 \text{ kg}$$

$$V_u > V_{CR} \quad \text{Se debe colocar refuerzo por tensión diagonal.}$$

Se propone usar estribos del # 2.5 en 2 ramas $Av = 0.98 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{FR Av fy d}{V_{SR}} (\text{sen}\theta + \text{cos}\theta)$$

$$V_{SR} = V_u - V_{CR} = 6650 - 2031.953 = 4618.05 \text{ kg}$$

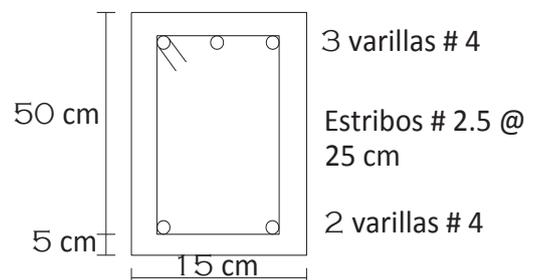
$$S = \frac{(0.8)(0.98)(4200)(50)}{4618.05} (\text{sen}90 + \text{cos}90)$$

$$S = 35.65 \text{ cm}$$

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

$$S_{max} = 0.5d = 0.5(50) = 25 \text{ cm}$$

Por lo tanto se usaran estribos del # 2.5 @ 25 cm





3.3.10 Trabe T-10

Transmisión de cargas

Las cargas que actúan sobre la trabe T-10 son:

Peso de la losa de azotea

Peso muro planta alta

Peso de la losa de entrepiso

Peso propio de la trabe

Tramo

✚ Losa de azotea

$$\text{Área tributaria de la losa} = 1.3089 \text{ m}^2$$

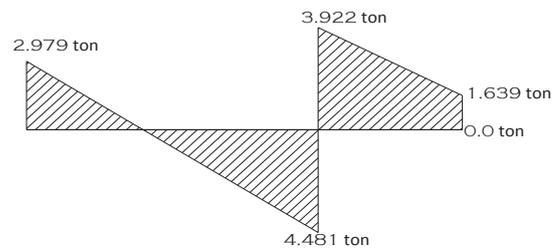
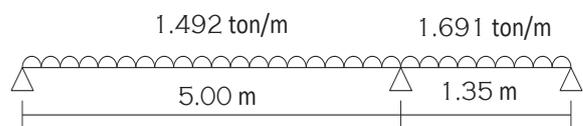
$$\text{Peso de la losa (w losa)} = 0.7027 \text{ ton/m}^2$$

$$W \text{ azotea} = A_t \times w \text{ losa} = \mathbf{0.920 \text{ ton}}$$

$$\text{Área tributaria de la losa} = 1.856 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso de la losa (w losa)} = 0.575 \text{ ton/m}^2$$

$$W \text{ azotea} = A_t \times w \text{ losa} = \mathbf{1.067 \text{ ton}}$$



✚ Peso del muro

$$\text{Longitud del muro (Lm)} = 1.10 \text{ m}$$

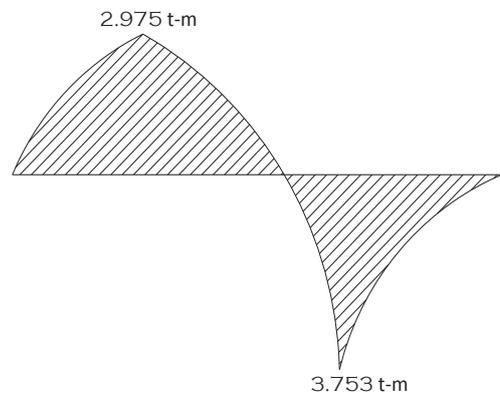
$$\text{Peso del muro/metro lineal} = 0.7749 \text{ ton/m}$$

$$W \text{ muro} = L_m \times w \text{ muro} = \mathbf{0.8524 \text{ ton}}$$

$$\text{Longitud del muro (Lm)} = 3.9 \text{ m}$$

$$\text{Peso del muro/metro lineal} = 0.648 \text{ ton/m}$$

$$W \text{ muro} = L_m \times w \text{ muro} = \mathbf{2.5272 \text{ ton}}$$



✚ Losa de entrepiso

$$\text{Área tributaria de la losa} = 1.3917 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso de la losa (w losa)} = 0.598 \text{ ton/m}^2$$

$$W \text{ entrepiso} = A_t \times w \text{ losa} = \mathbf{0.8317 \text{ ton}}$$

$$\text{Longitud del tramo} = 5.00 \text{ m}$$



Descarga por metro lineal= **1.2396 t/m**

Tramo

✚ Losa de azotea

Área tributaria de la losa = 0.8903 m²

Peso de la losa (w losa) = 0.7027 ton/ m²

W azotea = At x w losa = **0.6256 ton**

✚ Peso del muro

Longitud del muro (Lm) = 1.35 m

Peso del muro/metro lineal=0.7749 ton/m

W muro = Lm x w muro = **1.046 ton**

✚ Losa de entrepiso

Área tributaria de la losa = 0.4556 m²

Peso de la losa (w losa) = 0.598 ton/ m²

W entrepiso = At x w losa = **0.2723 ton**

Longitud del tramo = 1.35 m

Descarga por metro lineal= **1.439 t/m**

✚ Peso propio

Proponiendo una trabe de 15 x 70 L = 6.35 m

W trabe = b h 2.4 = **0.252 t/m**

Descarga total sobre la trabe

Tramo W total = 1.4916 ton/m

Tramo W total = 1.691 ton/m



Diseño por flexión

DATOS	CONSTANTES DE DISEÑO
$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$	$f^*c = 160 \text{ Kg/cm}^2$
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$f''c = 136 \text{ Kg/cm}^2$
$F_R = 0.9$	$\rho_b = \frac{6000\beta_1 f''c}{6000+f_y f_y} = 0.016190$
$b = 15 \text{ cm}$	$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.7\sqrt{200}}{4200} = 0.002357$
$h = 70 \text{ cm}$	$\rho_{max} = 0.75\rho_b = (0.75)(0.016190) = 0.0121425$
recubrimiento= 5 cm	$\beta_1 = 0.85$
$d = 65 \text{ cm}$	

Acero requerido por momento positivo:

$$M_u = (1.4) (298000) = 417\,200 \text{ kg} - \text{cm}$$

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

$$\rho = \frac{136}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(4.172 \times 10^5)}{(0.9)(15)(65^2)(136)}} \right] = 0.00179$$

$\rho_{min} > \rho < \rho_{max}$ Por lo tanto se toma el ρ_{min}

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.002357(15)(65) = 2.298 \text{ cm}^2$$

Usando 2 varillas del # 4 $a_o = 1.27 \text{ cm}^2$

$A_s = 2.54 \text{ cm}^2 > A_s$ requerido

Acero requerido por momento negativo:

$$M_u = (1.4) (375000) = 525\,000 \text{ kg} - \text{cm}$$

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

$$\rho = \frac{136}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(5.25 \times 10^5)}{(0.9)(15)(65^2)(136)}} \right] = 0.00227$$

$\rho_{min} > \rho < \rho_{max}$ por lo tanto se toma el ρ_{min}

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.002357(15)(65) = 2.298 \text{ cm}^2$$

Usando 2 varillas del # 4 $a_o = 1.27 \text{ cm}^2$

$A_s = 2.54 \text{ cm}^2 > A_s$ requerido



Diseño por cortante

Dado que $\rho < 0.015$, el cortante resistente se calcula como:

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20 \rho_{real}) \sqrt{f^* c}$$

$$\rho_{real} = \frac{2 \times 1.27}{15 \times 65} = 0.00260$$

$$V_{CR} = (0.8)(15)(65)(0.2 + 20(0.00260)) \sqrt{160} = 2487.32 \text{ kg}$$

$$V_u = V_{max} F_c = (4480)(1.4) = 6272 \text{ kg}$$

$V_u > V_{CR}$ Se debe colocar refuerzo por tensión diagonal.

Se propone usar estribos del # 2.5 en 2 ramas $A_v = 0.98 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_{SR}} (\text{sen}\theta + \text{cos}\theta)$$

$$V_{SR} = V_u - V_{CR} = 6272 - 2487.32 = 3784.678 \text{ kg}$$

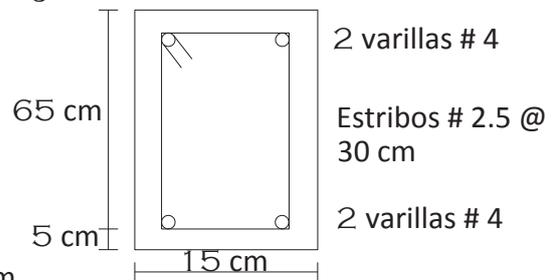
$$S = \frac{(0.8)(0.98)(4200)(65)}{3784.678} (\text{sen}90 + \text{cos}90)$$

$$S = 56.55 \text{ cm}$$

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

$$S_{max} = 0.5d = 0.5(65) = 32.5 \text{ cm}$$

Por lo tanto se usaran estribos del # 2.5 @ 30 cm



3.3.12 Trabe T-12

Transmisión de cargas

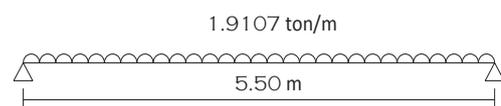
- Las cargas que actúan sobre la trabe T-12 son:
- Peso de la losa de azotea
 - Peso del muro planta alta
 - Peso de la losa de entrepiso
 - Peso propio de la trabe

🚧 Losa de azotea

$$\text{Área tributaria de la losa} = 4.287 \text{ m}^2$$

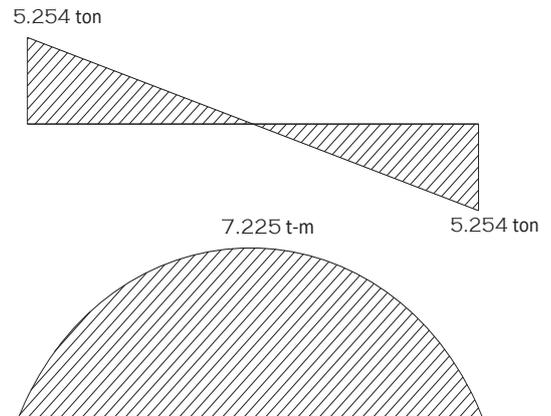
$$\text{Peso de la losa (w losa)} = 0.7027 \text{ ton/m}^2$$

$$W \text{ azotea} = A_t \times w \text{ losa} = \mathbf{3.012 \text{ ton}}$$





- ✚ Peso del muro
 - Longitud del muro (Lm) = 5.50 m
 - Peso del muro/metro lineal=0.7749 ton/m
 - W muro = Lm x w muro = **4.262 ton**



- ✚ Losa de entrepiso
 - Área tributaria de la losa = 3.257 m²
 - Peso de la losa (w losa) = 0.598 ton/ m²
 - W entrepiso = At x w losa = **1.948 ton**

- ✚ Peso propio
 - Proponiendo una trabe de 15 x 65 L = 5.50 m
 - W trabe = b h L 2.4 = **1.287 ton**
 - Descarga total sobre la trabe
 - W total = 10.509/5.5 = 1.9107 ton/m

Diseño por flexión

DATOS	CONSTANTES DE DISEÑO
$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$	$f^*c = 160 \text{ Kg/cm}^2$
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$f''c = 136 \text{ Kg/cm}^2$
$F_R = 0.9$	$\rho_b = \frac{6000\beta_1 f''c}{6000+f_y f_y} = 0.016190$
$b = 15 \text{ cm}$	$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.7\sqrt{200}}{4200} = 0.002357$
$h = 65 \text{ cm}$	$\rho_{max} = 0.75\rho_b = (0.75)(0.016190) = 0.0121425$
recubrimiento= 5 cm	$\beta_1 = 0.85$
$d = 60 \text{ cm}$	

Acero requerido por momento positivo:

$$M u = (1.4) (722500) = 1011470 \text{ kg - cm}$$

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

$$\rho = \frac{136}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(10.1147 \times 10^5)}{(0.9)(15)(60^2)(136)}} \right] = 0.00540$$

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

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0054(15)(60) = 4.86 \text{ cm}^2$$

Usando 4 varillas del # 4 $a_o = 1.27 \text{ cm}^2$



$$A_s = 5.08 \text{ cm}^2 > A_s \text{ requerido}$$

Acero requerido por momento negativo:

Sólo se necesita el A_s min ya que no se presenta momento negativo.

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} b d = 2.12 \text{ cm}^2$$

Usando 2 varillas del # 4 $a_o = 1.27 \text{ cm}^2$

$$A_s = 2.54 \text{ cm}^2 > A_s \text{ requerido}$$

Diseño por cortante

Dado que $\rho < 0.015$, el cortante resistente se calcula como:

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20 \rho_{real}) \sqrt{f^* c}$$

$$\rho_{real} = \frac{4 \times 1.27}{15 \times 60} = 0.005644$$

$$V_{CR} = (0.8)(15)(60)(0.2 + 20(0.005644))\sqrt{160} = 2849.5916 \text{ kg}$$

$$V_u = V_{max} F_c = (5254.43)(1.4) = 7356.195 \text{ kg}$$

$V_u > V_{CR}$ Se debe colocar refuerzo por tensión diagonal.

Se propone usar estribos del # 2.5 en 2 ramas $A_v = 0.98 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_{SR}} (\text{sen}\theta + \text{cos}\theta)$$

$$V_{SR} = V_u - V_{CR} = 7356.195 - 2849.5916 = 4506.6033 \text{ kg}$$

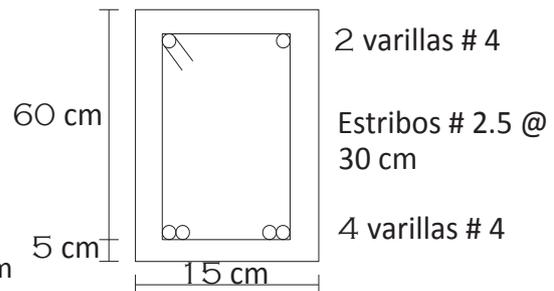
$$S = \frac{(0.8)(0.98)(4200)(60)}{4506.6033} (\text{sen}90 + \text{cos}90)$$

$$S = 43.84 \text{ cm}$$

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

$$S_{max} = 0.5d = 0.5(60) = 30 \text{ cm}$$

Por lo tanto se usaran estribos del # 2.5 @ 30 cm





En la siguiente tabla se muestran las dimensiones así como el armado adecuado para cada trabe.

TRABE	b (cm)	h (cm)	d (cm)	Mu(+) (t-m)	Mu(-) (t-m)	As(+) (cm ²)	As(-) (cm ²)	Vu (ton)	Armado	Estribos
T-4	15	20	15	1.066	0	2.218	0.530	1.98	2var#4 sup. 2var#4 inf.	#2.5@7cm
T-5	15	20	15	1.05	1.12	2.177	2.356	3.67	2var#4 sup. 2var#4 inf.	#2.5@7cm
T-6	15	20	15	0.818	0	1.625	0.530	1.36	2var#4 sup. 2var#4 inf.	#2.5@7cm
T-7	20	25	20	2.79	0	4.461	0.943	3.10	2var#4 sup. 4var#4 inf.	#2.5@10cm
T-8	20	25	20	2.17	0	3.288	0.943	4.34	2var#4 sup. 3var#4 inf.	#2.5@10cm
T-9	15	20	15	1.085	0	2.265	0.530	2.17	2var#4 sup. 2var#4 inf.	#2.5@7cm
T-11	15	20	15	0.327	0	0.603	0.530	0.16	2var#4 sup. 2var#4 inf.	#2.5@30cm
T-13	20	40	35	5.206	0	4.353	1.649	4.84	2var#4 sup. 4var#4 inf.	#2.5@15cm
T-14	15	30	25	1.65	0	1.894	0.884	2.00	2var#4 sup. 2var#4 inf.	#2.5@12cm

TRABE 4

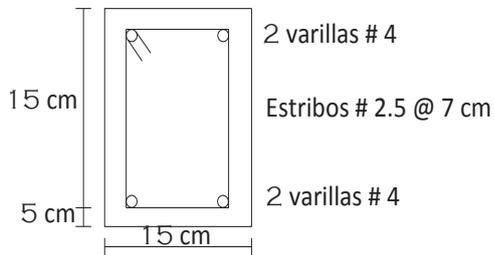


TRABE 5

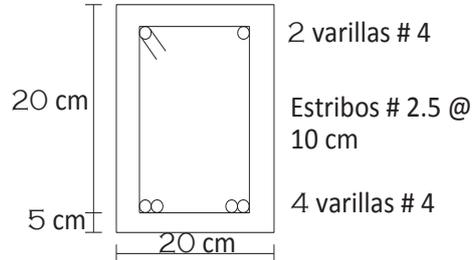




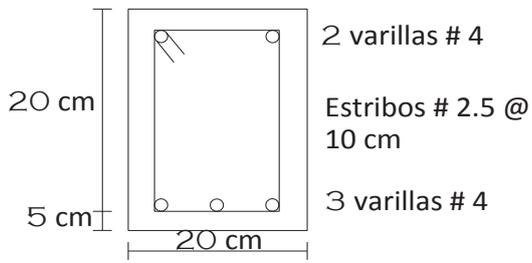
TRABE 6



TRABE 7



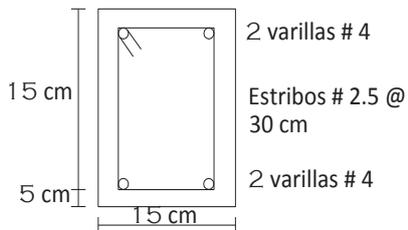
TRABE 8



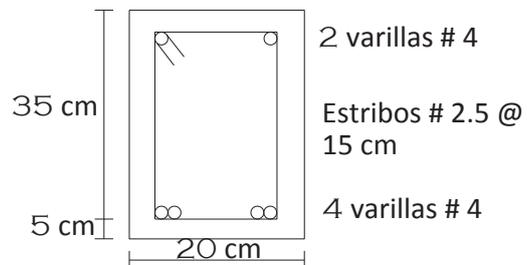
TRABE 9



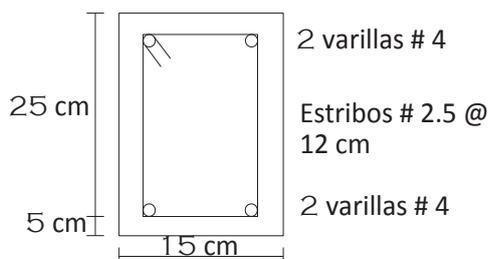
TRABE 11



TRABE 13



TRABE 14





4. REVISIÓN ESTRUCTURAL DE MUROS DE MAMPOSTERIA

4.1 DEFINICIÓN

Los muros de mampostería son elementos estructurales empleados en la construcción para cumplir diferentes funciones; por ejemplo, muros de retención de agua o de tierra, muros de almacenamiento en bodegas, tanques, pero el mayor uso lo tienen en la construcción de viviendas.

Los muros están constituidos por piezas de mampostería, que esto quiere decir que las piezas se colocan a mano, de ahí el nombre de mamposteo. Dichas piezas se encuentran unidas entre si por un cementante llamado mortero.

4.2 CLASIFICACIÓN DE MURO

Las piezas de mampostería que son más usadas en la construcción de muros puede ser de dos tipos: tabiques de barro o arcilla y bloques, tabiques o tabicones de concreto.

Estas piezas a su vez se pueden clasificar en dos tipos: huecas y macizas.

- ✚ Las piezas huecas son aquellas que tienen un área mínima de al menos el 45% del área total de la pieza y que las paredes de la pieza no deben tener espesores menores que 1.5 cm.
- ✚ Las macizas son aquellas en las que su sección transversal tiene un área mínima de por lo menos el 75% del área total y las paredes de la pieza no deben tener espesores menores que 2 cm.

Los muros también se pueden clasificar de acuerdo a su funcionamiento y estos pueden ser: muros de carga, muros divisorios, bardas y muros de contención.



Otra clasificación que le podemos dar a los muros es de acuerdo a cómo trabajan: muros diafragma, muros confinados y reforzados.

- ✚ Los muros diafragma son aquellos que se encuentran rodeados en su perímetro por vigas y columnas. Su función es proporcionar una mayor rigidez a los marcos contra las cargas horizontales que se presenten.
- ✚ Los muros confinados son aquellos que se encuentran rodeados por dalas y castillos y su principal función es la de ligar al muro proporcionándole un confinamiento que le permita un mejor funcionamiento.
- ✚ Los muros reforzados son aquellos que se encuentran constituidos por piezas huecas y se coloca acero de refuerzo interior tanto en la dirección vertical como en la horizontal, o bien aquellas piezas macizas forrados con malla electrosoldada y cubiertos con mortero.

Para la construcción de dalas y castillos se debe de tomar en cuenta lo siguiente:

- 1.- Existirá castillo en los extremos de los muros e intersecciones con otros muros y en puntos intermedios del muro de tal manera que la separación no sea mayor a 4 m o 1.5 H.
- 2.- Existirá una dala en todo extremo horizontal del muro, al menos que este se encuentre ligado a un elemento de concreto de al menos 10 cm de peralte y en pretilas cuya altura sea mayor a 50 cm.
- 3.- Las dalas y castillos tendrán un espesor mínimo igual al espesor del muro.
- 4.- El concreto con el que se construirán las dalas y castillos tendrá una resistencia $f'c \geq 150 \text{ Kg/cm}^2$.
- 5.- El refuerzo longitudinal deberá estar formado mínimo por 3 barras para dalas y castillos.
- 6.- El refuerzo de dalas y castillos deberá estar anclado en los elementos que limiten al muro de tal manera que se pueda desarrollar el esfuerzo de fluencia.
- 7.- Los castillos y dalas deberán estar reforzados transversalmente mediante estribos cerrados y con una separación máxima de 1.5 veces el espesor del muro o 20 cm.



8.- En toda abertura cuya dimensión horizontal o vertical exceda la cuarta parte de la longitud del muro se colocará dadas o castillo en el perímetro según corresponda.

9.- los muros no deben de tener un espesor menor de 10 cm y la relación entre altura espesor H/t no deberá ser mayor de 30.

4.3 REVISIÓN DE MUROS POR CARGAS VERTICALES

Los muros están sujetos a cargas verticales y a cargas laterales (sismo), para establecer la resistencia de estos sometidos a cargas verticales el RCDF establece que la resistencia del muro sea mayor o igual a la carga última aplicada sobre los muros.

$$P_R \geq P_u$$

Donde P_u es la carga vertical última aplicada que se obtiene al multiplicar la carga vertical por el factor de carga $F_C=1.4$.

P_R es la carga vertical resistente del muro y se obtiene con la siguiente expresión

$$P_R = F_R F_E (f_m * + 4) A_T \text{ en donde:}$$

F_R - Es el factor de reducción que para muros confinados tiene un valor de 0.6 y para muros no confinados de 0.3.

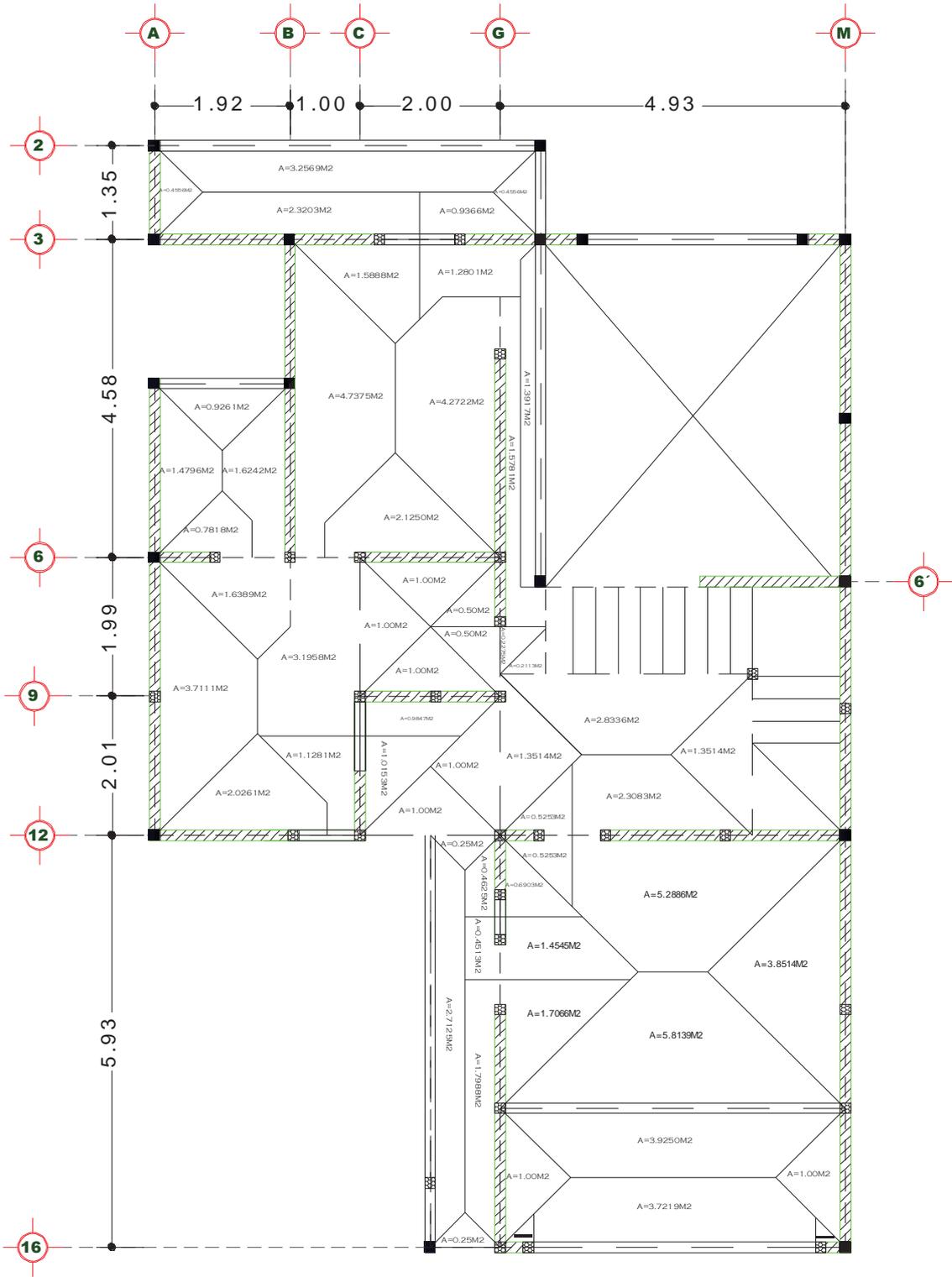
F_E - Es el factor de reducción por excentricidad y esbeltez del muro.

$f_m *$ - es el esfuerzo de diseño a la compresión de la mampostería.

A_T - Es el área transversal del muro en planta.



Áreas tributarias para muros de planta baja:





REVISION DE MUROS POR CARGAS VERTICALES

Planta alta:

$$W \text{ losa} = 575 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_m * = 15 \text{ Kg/cm}^2$$

MURO	LONG. (cm)	ESPESOR (cm)	ÁREA TRIBUTARIA	CARGA TOTAL DE LA LOSA	PESO PROPIO DEL MURO	CARGA VERTICAL		FE	CARGA VERTICAL	
						P (kg)	Pu (kg)			
2A-B	125	12	1.0041	577.36	810.00	1387.36	1942.30	0.4	6840.0	PASA
2B-H	310	12	3.2825	1887.44	2008.80	3896.24	5454.73	0.4	16963.2	PASA
3A-B	177.5	12	1.2994	747.16	1150.20	1897.36	2656.30	0.4	9712.8	PASA
3H-K	60	12	0.2342	134.67	388.80	523.47	732.85	0.4	3283.2	PASA
3K-M	60	12	0.2342	134.67	388.80	523.47	732.85	0.4	3283.2	PASA
4D-G	107.8	12	3.7649	2164.82	698.67	2863.49	4008.89	0.4	5899.9	PASA
5A-D	342.2	12	4.6273	2660.70	2217.33	4878.02	6829.23	0.4	18724.1	PASA
7F-H	150	12	2.4149	1388.57	972.00	2360.57	3304.79	0.4	8208.0	PASA
10A-B	20	12	0.3824	219.88	129.60	349.48	489.27	0.4	1094.4	PASA
10B-F	245	12	7.1976	4138.62	1587.60	5726.22	8016.71	0.4	13406.4	PASA
11F-H	185	12	4.9493	2845.85	1198.80	4044.65	5662.51	0.4	10123.2	PASA
12K-M	192.5	12	5.9083	3397.27	1247.40	4644.67	6502.54	0.4	10533.6	PASA
14F-H	190	12	3.6892	2121.29	1231.20	3352.49	4693.49	0.4	10396.8	PASA
16F-K	440	12	3.8861	2234.51	2851.20	5085.71	7119.99	0.4	24076.8	PASA
16K-M	40	12	0.4278	245.99	259.20	505.19	707.26	0.4	2188.8	PASA
A2-3	150	12	0.4556	261.97	972.00	1233.97	1727.56	0.4	8208.0	PASA
A5-10	500	12	5.9244	3406.53	3240.00	6646.53	9305.14	0.4	27360.0	PASA
A10-12	165	12	1.2407	713.40	1069.20	1782.60	2495.64	0.4	9028.8	PASA
B3-4	95	12	1.0818	622.04	615.60	1237.64	1732.69	0.4	5198.4	PASA
B4-5	72.4	12	0.4962	285.32	469.15	754.47	1056.25	0.4	3961.7	PASA
D4-5	100	12	1.3243	761.47	648.00	1409.47	1973.26	0.4	5472.0	PASA
F5-9	300	12	8.3587	4806.25	1944.00	6750.25	9450.35	0.4	16416	PASA
F10-14	452.5	12	6.5954	3792.36	2932.20	6724.56	9414.38	0.4	24760.8	PASA
F14-15	87.5	12	0.5	287.50	567.00	854.50	1196.30	0.4	4788	PASA
F15-16	87.5	12	0.5	287.50	567.00	854.50	1196.30	0.4	4788	PASA
H2-7	642.5	12	9.9855	5741.66	4163.40	9905.06	13867.09	0.4	35157.6	PASA
K12-15	507.5	12	12.4534	7160.71	3288.60	10449.31	14629.03	0.4	27770.4	PASA
M3-7	500	12	6.0076	3454.37	3240.00	6694.37	9372.12	0.4	27360	PASA
M7-12	372.5	12	3.5024	2013.88	2413.80	4427.68	6198.75	0.4	20383.2	PASA
M12-16	592.5	12	6.525	3751.88	3839.40	7591.28	10627.79	0.4	32421.6	PASA

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

P_R = resistencia de diseño del muro a carga vertical

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

F_E = factor de reducción (por excentricidad y esbeltez)

$$e' = e_c + e_a$$

$f_m *$ = resistencia de diseño a compresión de la mampostería referida al área bruta

$$e_a = \frac{t}{24}$$

e' = excentricidad calculada para obtener el factor de reducción por excentricidad y esbeltez

$$e_c = \frac{t}{2} - \frac{b}{3}$$

e_c = excentricidad con que se transmite la carga de la losa a muros extremos

F_R = factor de resistencia

A_T = área de la sección transversal

e_a = excentricidad accidental



Planta baja:

$$W \text{ losa} = 597.6 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_m * = 60 \text{ Kg/cm}^2$$

MURO	LONG. (cm)	ESPESOR (cm)	ÁREA TRIBUTARIA	CARGA TOTAL DE LA LOSA	PESO PROPIO DEL MURO	PESO DEL NIVEL 2	CARGA VERTICAL		FE	CARGA VERTICAL	
							P (kg)	Pu (kg)			
3 A-C	320	12	3.9091	2336.07816	1334.016	7440.868	11110.962	15555.346	0.4	58982.4	PASA
3C-G	130	12	2.2167	1324.69992	541.944	4219.429	6086.073	8520.503	0.4	23961.6	PASA
6A-B	85	12	2.4207	1446.61032	354.348	4607.738	6408.696	8972.175	0.4	15667.2	PASA
6C-G	200	12	3.125	1867.5	833.76	5948.354	8649.614	12109.460	0.4	36864.0	PASA
9C-G	215	12	1.9847	1186.05672	896.292	3777.823	5860.172	8204.241	0.4	39628.8	PASA
12A-B	147.5	12	1.6636	994.16736	614.898	3166.618	4775.684	6685.957	0.4	27187.2	PASA
12B-C	50	12	0.4753	284.03928	208.44	904.721	1397.200	1956.080	0.4	9216.0	PASA
12G-F	55	12	1.0506	627.83856	229.284	1999.789	2856.912	3999.676	0.4	10137.6	PASA
12H-M	342.5	12	7.5969	4539.90744	1427.814	14460.496	20428.218	28599.505	0.4	63129.6	PASA
16G-F	40	12	0.1128	67.40928	166.752	214.712	448.873	628.422	0.4	7372.8	PASA
16K-M	35	12	0.0903	53.96328	145.908	171.884	371.755	520.457	0.4	6451.2	PASA
A2-3	150	12	0.4556	272.26656	625.32	867.222	1764.809	2470.733	0.4	27648.0	PASA
A5-6	257.5	12	1.4796	884.20896	1073.466	2816.379	4774.054	6683.676	0.4	47462.4	PASA
A6-12	407.5	12	3.7111	2217.75336	1698.786	7063.980	10980.519	15372.727	0.4	75110.4	PASA
B3-6	457.5	12	6.3617	3801.75192	1907.226	12109.326	17818.304	24945.626	0.4	84326.4	PASA
C9-12	100	12	2.0306	1213.48656	416.88	3865.193	5495.559	7693.783	0.4	18432.0	PASA
G3-9	400	12	6.3503	3794.93928	1667.52	12087.627	17550.086	24570.120	0.4	73728.0	PASA
G12-13	100	12	1.1528	688.91328	416.88	2194.324	3300.117	4620.164	0.4	18432.0	PASA
G13-16	342	12	6.4112	3831.33312	1425.7296	12203.548	17460.611	24444.855	0.4	63037.4	PASA
M12-14	400	12	3.8514	2301.59664	1667.52	7331.037	11300.154	15820.215	0.4	73728.0	PASA
M14-16	200	12	1	597.6	833.76	1903.473	3334.833	4668.767	0.4	36864.0	PASA



4.4 REVISIÓN DE MUROS POR CARGAS LATERALES

Cuando los muros se encuentran sujetos a cargas laterales (fuerzas sísmicas) el RCDF establecen que la resistencia a cortante debe ser mayor o igual al cortante último aplicado sobre el muro.

$$V_R \geq V_u$$

Donde V_u es la fuerza cortante última que se obtiene de multiplicar el cortante producido por la acción del sismo (cortante basal) por el factor de carga que le corresponde.

V_R Es el cortante resistente del muro que se obtiene mediante a siguiente expresión:

$$V_R = F_R(0.5v_m A_T + 0.3P) \leq 1.5F_R v_m A_T$$

Donde:

F_R - Es el factor de reducción de resistencia que tiene un valor de 0.7 para muros confinados y 0.4 para muros no confinados.

v_m * - Es la resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería utilizada.

P - Es la carga vertical soportada por el muro.

A_T - Es el área de la sección transversal del muro.

En este análisis el área de la sección transversal se ve afectada por el factor de área efectiva de muros de carga (F_{AE}).

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

$$F_{AE} = \left(1.33 \frac{L}{H}\right)^2 \quad \text{si} \quad \frac{H}{L} > 1.33$$

H es la altura libre del muro y L la longitud efectiva del muro.

Para determinar el cortante basal emplearemos el método simplificado de análisis sísmico, que es una variante del método estático y se aplica para estructuras a base de muros de carga.



MÉTODO SIMPLIFICADO DE ANÁLISIS SÍSMICO

Para poder aplicar este método la estructura necesita cumplir con los siguientes requisitos:

- 1- Al menos el 75% de las cargas verticales están soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas suficientemente resistentes y rígidos al corte.
- 2- Deben existir muros perimetrales con una longitud mínima del 50% del total de la construcción en cada dirección.
- 3- La relación entre longitud y ancho (L/B) de la planta del edificio no excede de 2, al menos que se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación satisfaga dicha restricción.
- 4- La relación altura dimensión mínima de la base no exceda de 1.5 y la altura del edificio sea menor o igual a 13m.

Las fuerzas laterales por sismo se obtienen con la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{C}{Q} W_{total} \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

El valor del coeficiente C/Q se obtiene de tablas que proporciona el reglamento.

En este método no es necesario revisar los desplazamientos horizontales, los momentos torsionantes y de volteo.

Para aplicar el método simplificado de análisis sísmico se sigue el procedimiento que se muestra a continuación:

- 1.- Se verifica que la estructura cumpla con los requisitos anteriores.
- 2.- Se determina el grupo al que pertenece la estructura y el tipo de terreno en donde se encuentre su ubicación.
- 3.- Seleccionar el coeficiente sísmico que le corresponde.
- 4.- Calcular el peso total de la estructura mediante un análisis de cargas.
- 5.- Calcular el cortante basal con la siguiente expresión:



$$V_{basal} = C_s W_{total}$$

6.- Se obtiene el cortante último con la siguiente expresión:

$$V_u = F_c V_{basal}$$

7.- Calcular el cortante resistente de los muros de planta baja en ambas direcciones:

$$V_{Rx} = F_R (0.5 v *_{m} A_T + 0.3 P_x) \leq 1.5 F_R v *_{m} A_T$$

$$V_{Ry} = F_R (0.5 v *_{m} A_T + 0.3 P_y) \leq 1.5 F_R v *_{m} A_T$$

Donde P_x y P_y son las cargas verticales de planta baja soportada por los muros en dirección X y dirección Y las cuales se obtienen con las siguientes expresiones:

$$P_x = \frac{L_x}{L_T} W_{total} \quad P_y = \frac{L_y}{L_T} W_{total}$$

L_x y L_y son longitudes de los muros en planta baja en dirección x e y respectivamente.

8.- Comparar el cortante último con el cortante resistente en cada dirección verificando que se cumpla:

$$V_{Rx} \geq V_u$$

$$V_{Ry} \geq V_u$$

En este proyecto la planta baja se construirá con mampostería reforzada interiormente, que es aquella reforzada con barras de acero corrugado horizontales y verticales colocado en las celdas de las piezas. El acero de refuerzo tanto horizontal como vertical se distribuirá a lo alto y a lo largo del muro.

La suma del porcentaje de acero horizontal y vertical no será menor que 0.002 y ninguno de los dos porcentajes será menor que 0.0007.

$$\rho_h = \frac{A_{sh}}{S_{ht}} \quad \rho_v = \frac{A_{sv}}{S_{vt}}$$

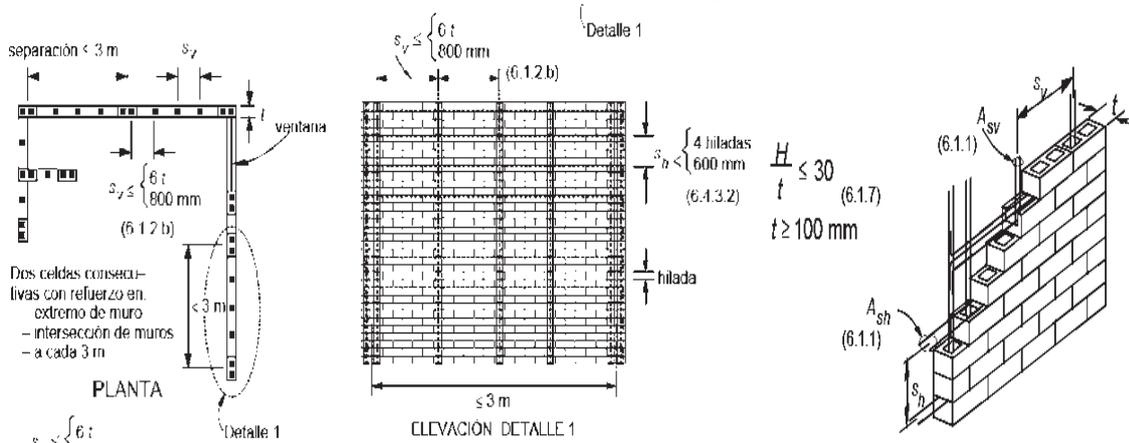
Se debe colocar por lo menos dos barras de $\frac{1}{4}$ de pulgada ó 6.35mm con un esfuerzo de fluencia de 6000 Kg/cm² en cada una de dos celdas consecutivas, en todo extremo de muros, en las intersecciones entre muros o a cada 3m. El refuerzo vertical en el interior del muro tendrá una separación no mayor de seis veces el espesor del mismo ni mayor de 800mm.

En las celdas donde se encuentre el refuerzo vertical se colará con mortero o concreto.



Las barras de refuerzo horizontal y vertical deberán estar ancladas como lo marca la sección 3.3.6.

En toda abertura cuya dimensión horizontal o vertical exceda la cuarta parte de la longitud del muro se colocara dalas o castillo en el perímetro según corresponda.



Revisión por sismo con el método simplificado de análisis sísmico:

1.- Si se cumple porque más del 75% de las cargas bajan por muros y existe una longitud de muros mayor al 50%.

$$\frac{L}{B} \leq 2 \quad \frac{16}{10} = 1.6 < 2$$

$$\frac{H}{B} \leq 1.5 \quad \frac{6}{10} = 0.6 < 1.5$$

2.- Grupo B casa habitación, ubicación del terreno Jacona Michoacán zona C, terreno tipo III.

3.- Se obtiene el coeficiente sísmico con el programa pródisis del manual de obras civiles de C.F.E. $C_s=0.18$



4.- Peso total de la estructura.

$$W \text{ losa azotea} = (108.2532)(0.545) = 58.9979 \text{ ton}$$

$$W \text{ losa entrepiso} = (57.45)(0.5176) = 29.7361 \text{ ton}$$

$$W \text{ muros planta alta} = (72.7)(2.7)(0.24) = 47.1089 \text{ ton}$$

$$W \text{ muros planta baja} = (44.35)(2.7)(0.1544) = 18.4865 \text{ ton}$$

$$W \text{ tinaco} = 1.929 \text{ ton}$$

$$W \text{ total} = 156.25861 \text{ ton.}$$

5.- cortante basal

$$V_{\text{basal}} = (0.18)(156.25861) = 28.1265498 \text{ ton}$$

6.- Cortante ultimo

$$V_u = F_c V_{\text{basal}} \quad V_u = (1.1)(28.1265) = 30.9392 \text{ ton}$$

7.- Calcular V_{RX} y V_{RY}

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

8.- Comparar V_{RX} y V_{RY} con V_u .

$$V_{Rx} \geq V_u$$

$$V_{Ry} \geq V_u$$

Al realizar la revisión de muros por cargas laterales se revisa únicamente la planta baja por ser la más desfavorable. En este caso los muros son de piezas huecas reforzadas con acero en ambas direcciones vertical y horizontal para así tener una mayor resistencia tanto ante cargas verticales como laterales.



REVISIÓN DE MUROS POR CARGAS LATERALES (SISMO)

Se revisa únicamente la planta baja por ser la más desfavorable.

REVISIÓN POR SISMO									
	Cs =	0.18							
	Wtot =	156258.61 kg							
	Vs =	28126.5498 kg							
	Vu =	30939.2048 kg							
PLANTA BAJA									
	h =	270 cm							
SENTIDO X					SENTIDO Y				
MURO	LONGITUD (cm)	ESPESOR (cm)	FAE	ÁREA EQUIVALENTE	MURO	LONGITUD (cm)	ESPESOR (cm)	FAE	ÁREA EQUIVALENTE
3 A-C	320	12	1.00	3840.00	A 2-3	150	12	0.55	982.72
3 C-G	130	12	0.41	639.72	A 5-6	257.5	12	1.00	3090.00
6 A-B	85	12	0.18	178.82	A 6-12	407.5	12	1.00	4890.00
6 C-G	200	12	0.97	2329.42	B 3-5	200	12	0.97	2329.42
9 C-G	215	12	1.00	2580.00	B 5-6	257.54	12	1.00	3090.48
12 A-C	197.5	12	0.95	2243.15	C 9-12	100	12	0.24	291.18
6´ G-M	200	12	0.97	2329.42	G 3-9	400	12	1.00	4800.00
12 G-F	55	12	0.07	48.44	G 12-13	100	12	0.24	291.18
12 H-M	342.5	12	1.00	4110.00	G 13-16	342	12	1.00	4104.00
16 G-F	40	12	0.04	18.64	M 12-14	400	12	1.00	4800.00
16 K-M	35	12	0.03	12.48	M 14-16	200	12	0.97	2329.42
Ltx =	1820		Σ =	18330.08	Lty =	2814.54		Σ =	30998.39
Wtot	156258.61				Wtot	156258.61			
FR	0.7				FR	0.7			
v´m	5				v´m	5			
Lt	4634.54				Lt	4634.54			
Px	61363.3004				Py	94895.3096			
VRx =	44963.9333				VRx =	74175.193			
	44.9639333					74.175193			
VRx	>		Vu		VRY	>		Vu	
	OK					OK			



5. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

5.1 DEFINICIÓN

Se puede definir a la cimentación como una base rígida de una estructura, que es capaz de transmitir cargas al suelo que se generen deformaciones excesivas en el terreno, y que esta formada por los elementos que se encuentran entre la superestructura y el suelo.

La cimentación, también llamada subestructura, es la parte más importante en una construcción en la que debemos tener el mayor cuidado y realizarla con los mejores materiales sin importar el costo, ya que si no tenemos los cuidados necesarios y reducimos las dimensiones o las proporciones en los materiales empleados en la cimentación se pueden presentar defectos en la construcción, que serían muy costosos de reparar.

Las funciones que debe cumplir una cimentación son las siguientes:

- Transmisión de cargas al terreno.
- Tener asentamientos admisibles.
- Prevenir los asentamientos por sobreconsolidación.
- Prevenir la licuefacción del suelo en caso de sismo.
- Limitar los desplazamientos horizontales y verticales entre apoyos.

Cuando los suelos reciben la carga de una estructura, estos se comprimen produciendo los asentamientos de los diferentes elementos de la cimentación y por supuesto de la estructura.



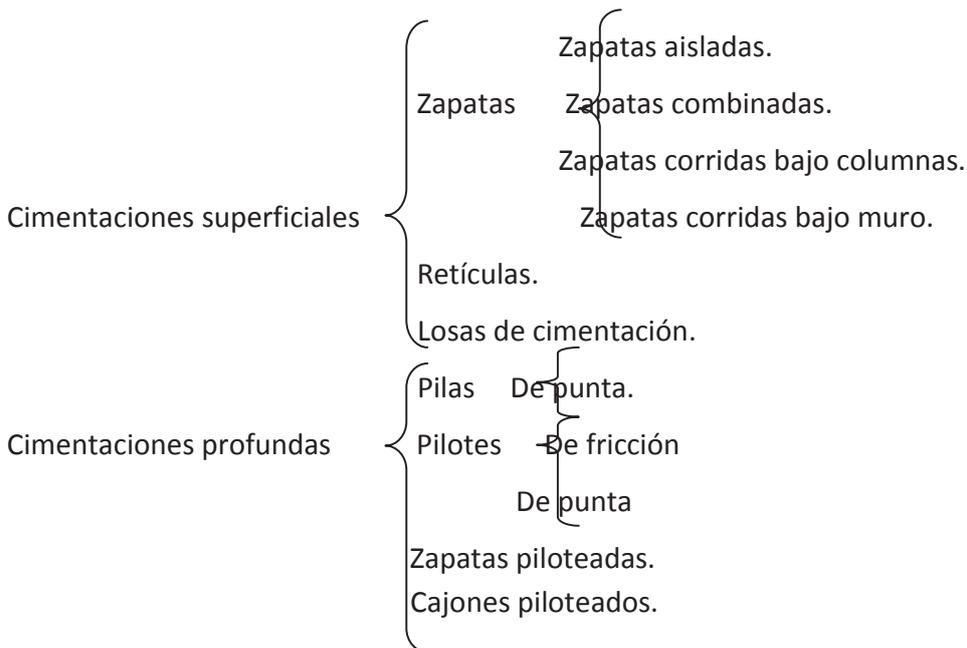
Para la construcción de cualquier estructura es importante conocer el tipo de terreno en el que se ubicará, ya que la presencia de diferentes tipos de suelos y de la estructura a construir, da lugar a distintos tipos de cimentación.

Otro factor que debemos tomar en cuenta para el diseño de una construcción es la capacidad de carga del terreno de ello depende un buen diseño de la cimentación, este se puede determinar mediante un estudio de mecánica de suelos.

Los asentamientos admisibles en una construcción son aquellos asentamientos totales y diferenciales que tolera una estructura sin que se produzcan daños en ésta. Para evitar los asentamientos diferenciales las presiones del terreno bajo las zapatas deben ser las mismas, para estructuras con mampostería puede admitirse un asentamiento total de 2 a 4 cm y para estructuras con pórticos de concreto entre 4 y 7 cm.

5.2 CLASIFICACIÓN DE LAS CIMENTACIONES

Las cimentaciones se clasifican en cimentaciones superficiales y cimentaciones profundas.





Las zapatas son un tipo de cimentación superficial que se usan cuando las descargas sobre el terreno son pequeñas, y encontramos en poca profundidad un estrato con capacidad de carga y rigidez, necesaria para soportar las presiones transmitidas sin que ocurran fallas o hundimientos.

Las zapatas aisladas son aquellas en la que descansa una columna, este tipo de zapata se utiliza cuando el terreno tiene una resistencia media o alta en relación con las cargas, y es suficientemente homogéneo para que los asentamientos que se presenten no sean tan importantes.

En zonas sísmicas es necesario unir estas zapatas mediante trabes de liga, cuya función es hacer que la estructura se mueva en conjunto ante la posible acción de desplazamientos horizontales del terreno.

Las zapatas corridas pueden ser bajo muros o bajo columnas, este tipo de cimentación es de gran longitud comparado con su sección transversal. Son muy usadas cuando se trata de cimentar un elemento continuo, como lo son los muros, cuando se requiere reducir los esfuerzos en el terreno, etc.

Para el diseño de zapata corrida bajo muro se toma un segmento de longitud unitaria, la carga que recae sobre la zapata es uniformemente distribuida y no hay transmisión de momento.

5.3 DISEÑO DE ZAPATA CORRIDA BAJO MURO

P_T = Descarga total

P = Descarga de la estructura

W_s = Peso propio supuesto de la zapata

D_f = Profundidad de cimentación

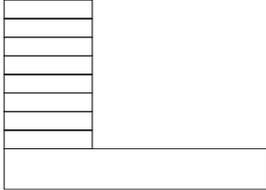
γ_c = Peso volumétrico del material de la zapata

γ_s = Peso volumétrico del suelo



5.3.1 Zapata corrida de lindero

Se diseña el tramo M 12-14 por ser el más cargado



$$\begin{aligned}
 P &= 4.278 \text{ ton/m} & q_r &= 7 \text{ ton/m}^2 \\
 \gamma_c &= 2.4 \text{ ton/m}^3 & \gamma &= 1.4 \text{ ton/m}^3 \\
 C &= 25 \text{ cm} & f'_c &= 200 \text{ Kg/cm}^2 \\
 D_f &= 1.0 \text{ m} & f_y &= 4200 \text{ Kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$B = 1.2 \left(\frac{P}{q_r} \right) = 1.2 \left(\frac{4.278}{7} \right) = 0.7337 \text{ m}$$

1. PT

$$PT = P + WS$$

$$WS = \left(\frac{\gamma_c + \gamma_s}{2} \right) B L D_f = \left(\frac{2.4 + 1.4}{2} \right) 0.73 * 1 * 1 = 1.387 \text{ t/m}$$

$$PT = 1.387 + 4.278 = 5.67 \text{ t/m}$$

2. Dimensiones

$$B = \left(\frac{PT}{q_r} \right) = \left(\frac{5.67}{7} \right) = 0.81 \text{ m} = 0.85 \text{ m}$$

3. Presión de contacto

$$q = \left(\frac{PT}{BL} \right) = \left(\frac{5.67}{0.85 * 1} \right) = 6.67 \text{ t/m}^2 < q_r \text{ por lo tanto se acepta}$$

4. Presión neta última

$$q_{nu} = FC \left(\frac{P}{BL} \right) = 1.4 \left(\frac{4.278}{0.85 * 1} \right) = 7.05 \text{ t/m}^2$$

5. Diseño de la losa

A) Por cortante

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

$$V_{CR} = 0.4(\sqrt{f'_c}) = 0.4(\sqrt{160}) = 5.06 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = \frac{q_{nu} l}{V_{CR} + q_{nu}} = \frac{(0.705 * 60)}{(5.06 + 0.705)} = 7.33 \text{ cm} < d_{min} = 10 \text{ cm}$$

$$d = 10 \text{ cm}$$

$$H = d + rec. = 10 + 5 = 15 \text{ cm}$$



Peso real

	h	b	γ	
W plantilla	0.05	0.85	2.2	0.0935
W losa	0.15	0.85	2.4	0.306
W muro	0.80	0.25	1.8	0.36
W relleno	0.80	0.60	1.4	<u>0.672</u>

$$1.4315 > 1.387$$

El peso real excede al supuesto en un 6% ∴ se acepta

B) Por flexión

1) Sentido transversal

$$Mu = \frac{q_{nu}(l+\frac{c}{4})^2}{2} = \frac{7.05(0.60+\frac{0.25}{4})^2}{2} = 1.547 \text{ t - m}$$

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

$$\rho = \frac{136}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.547 \times 10^5)}{(0.9)(100)(10^2)(136)}} \right] = 0.00439$$

$$\rho_{min} = 0.00236$$

$$\rho_{max} = 0.012$$

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max} \text{ se acepta}$$

$$As = \rho bd = 0.00439 * 100 * 10 = 4.39 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varilla del # 4 $a_0 = 1.27$

$$S = \frac{100 a_o}{As} = \frac{(100)(1.27)}{4.39} = 28.929 \text{ cm}$$

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

$$S_{max} = 52.5 \text{ cm}$$

Usar varilla # 4 @ 25 cm c.a.c.

Sentido longitudinal

Se coloca acero mínimo por temperatura

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

$$A_{st} = \frac{660(15)}{4200(100+15)} 100(1.5) = 3.07 \text{ cm}^2$$

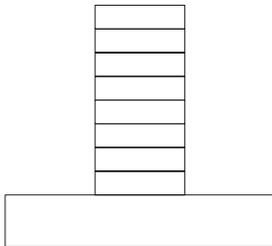
$$S = \frac{100 a_o}{As} = \frac{(100)(0.71)}{3.07} = 23.12 \text{ cm}$$



Usar varilla # 3 @ 20 cm c.a.c.

5.3.2 ZAPATA CORRIDA DE CENTRO

Se diseña el tramo 12 H-M por ser el más cargado



$$P = 8.67 \text{ ton/m} \quad qr = 7 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma_c = 2.4 \text{ ton/m}^3 \quad \gamma = 1.4 \text{ ton/m}^3$$

$$C = 25 \text{ cm} \quad f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$D_f = 1.0 \text{ m} \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$B = 1.2 \left(\frac{P}{qr} \right) = 1.2 \left(\frac{8.67}{7} \right) = 1.49 \text{ m}$$

1. PT

$$PT = P + WS$$

$$WS = \left(\frac{\gamma_c + \gamma_s}{2} \right) BLDf = \left(\frac{2.4 + 1.4}{2} \right) 1.49 * 1 * 1 = 2.82 \text{ t/m}$$

$$PT = 2.82 + 8.67 = 11.49 \text{ t/m}$$

2. Dimensiones

$$B = \left(\frac{PT}{qr} \right) = \left(\frac{11.49}{7} \right) = 1.6414 \text{ m} = 1.65 \text{ m}$$

3. Presión de contacto

$$q = \left(\frac{PT}{BL} \right) = \left(\frac{11.49}{1.65 * 1} \right) = 6.97 \text{ t/m}^2 < qr \text{ por lo tanto se acepta}$$

4. Presión neta ultima

$$q_{nu} = FC \left(\frac{P}{BL} \right) = 1.4 \left(\frac{8.67}{1.65 * 1} \right) = 7.36 \text{ t/m}^2$$

5. Diseño de la losa

B) Por cortante

$$l = 70 \text{ cm}$$

$$V_{CR} = 0.4(\sqrt{f'_c}) = 0.4(\sqrt{160}) = 5.06 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = \frac{q_{nu}l}{V_{CR} + q_{nu}} = \frac{(0.736 * 70)}{(5.06 + 0.736)} = 8.89 \text{ cm} < d_{min} = 10 \text{ cm}$$

$$d = 10 \text{ cm}$$

$$H = d + rec. = 10 + 5 = 15 \text{ cm}$$



Peso real

	h	b	γ	
W plantilla	0.05	1.65	2.2	0.1815
W losa	0.15	1.65	2.4	0.594
W muro	0.80	0.25	1.8	0.36
W relleno	0.80	1.40	1.4	1.568

$$2.7035 < 2.82$$

B) por flexión

Peso real < supuesto \therefore se acepta

1) Sentido transversal

$$Mu = \frac{q_{nu}(l+\frac{c}{4})^2}{2} = \frac{7.36(0.70+\frac{0.25}{4})^2}{2} = 2.14 \text{ t} - \text{m}$$

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

$$\rho = \frac{136}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(2.14 \times 10^5)}{(0.9)(100)(10^2)(136)}} \right] = 0.00626$$

$$\rho_{min} = 0.00236$$

$$\rho_{max} = 0.012$$

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max} \text{ se acepta}$$

$$As = \rho b d = 0.00626 * 100 * 10 = 6.263 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varilla del # 4 $a_0 = 1.27$

$$S = \frac{100 a_0}{As} = \frac{(100)(1.27)}{6.263} = 20.27 \text{ cm}$$

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

$$S_{max} = 52.5 \text{ cm}$$

Usar varilla # 4 @ 20 cm c.a.c.

Sentido longitudinal

Se coloca acero mínimo por temperatura

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

$$A_{st} = \frac{660(15)}{4200(100+15)} 100(1.5) = 3.07 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{100 a_0}{As} = \frac{(100)(0.71)}{3.07} = 23.12 \text{ cm}$$

Usar varilla # 3 @ 20 cm c.a.c.



CONCLUSIONES

Además del aspecto estructural es importante cuidar la funcionalidad de cualquier estructura, esto implica una correcta distribución de espacios.

En este proyecto se aplicaron los reglamentos de construcción vigentes, ya que son la base para el diseño y el respaldo legal en todo momento.

El diseñar cada elemento estructural y la importancia que tiene cada uno de ellos ya que si no se hace un cálculo a conciencia se pueden presentar fallas estructurales.

En la realización de cualquier proyecto nos damos cuenta que la inversión de diseño que se hace no es un gasto innecesario ya que obtenemos beneficios como un gran ahorro en el consumo de materiales, un proyecto bien estructurado y seguro. La mayoría de las veces se hacen las obras a “sentimiento”, es decir, con una cantidad de acero mucho mayor o menor de la requerida con un concreto muy pobre o con una resistencia muy elevada resultando obras inseguras o muy costosas. Lo anterior demuestra que si es necesario un diseño para conocer que cantidad de material es la óptima.

La importancia de realizar un proyecto de una casa habitación y conocer todos los elementos que la componen, así como el conocer los documentos en los que nos podemos respaldar como lo son los reglamentos vigentes de construcción y su utilización, darnos cuenta de las ventajas y desventajas que tenemos al realizar a detalle un análisis estructural por simple que este sea.



BIBLIOGRAFÍA

Comisión Federal de Electricidad & Instituto de Investigaciones Eléctricas. (2008). *Manual de diseño de obras civiles. Diseño por sismo*. México.

Gobierno del distrito Federal. (2004). *Reglamento de Construcción del Distrito Federal*. México.

González, C. O., & Fernández, V. F. (1995). *Aspectos fundamentales del concreto reforzado* (Tercera ed.). México: Limusa.

Meli, P. R. (2002). *Diseño Estructural* (Segunda ed.). México: Limusa.

Sánchez Ibarra, A. R., Olmos Navarrete, B. A., & Navarro Caballero, E. O. (2008). *ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE CASAS HABITACION*. Morelia Michoacán.

PAGINAS WEB

www.deacero.com

www.villacero.com.mx/

APUNTES

Diseño de Estructuras de Concreto. Séptimo y octavo semestre. Licenciatura de Ingeniería Civil. Universidad Michoacana De San Nicolás de Hidalgo.

Sísmica. Decimo semestre. Licenciatura de Ingeniería Civil. Universidad Michoacana De San Nicolás de Hidalgo.