



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

"PROYECTO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO HABITACIONAL DE CUATRO NIVELES"

TESINA PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTA
HERNÁN MÉNDEZ MURGUÍA.

ASESOR
C. DR. MANUEL JARA DÍAZ

MORELIA, MICHOACÁN

DICIEMBRE, 2006



**A mis PADRES,
José Héctor Méndez Reyes y
Noemí Murguía Gandara,
eternamente agradecido, por
su incondicional apoyo.**

**A mis hermanos que con
su ayuda moral y cariño
han contribuido hacer posible
este proyecto.**

**A todas las personas que
han contribuido a formar
la persona que soy hoy en día,
maestros, amigos y compañeros,
GRACIAS.**

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	6
-------------------	---

CAPITULO I.- DISEÑO CONCEPTUAL

1.1.- Descripción del proyecto arquitectónico y destino del inmueble.....	8
1.2.- Estructuración.....	8
1.3.- Reglamentos y normatividades.....	8
1.4.- Procedimiento de Cálculo.....	9

CAPITULO II.- ANÁLISIS DE CARGAS

2.1.- Losa de azotea (N3).....	20
2.2.- Losa de entrepiso (P.B., N1 y N2).....	21
2.3.- Sismo.....	22
2.3.1.- Clasificación del terreno.....	22
2.3.2.- Clasificación de la estructura.....	22
2.3.3.- Coeficiente sísmico “c”.....	22
2.3.4.- Factor de ductilidad.....	23

CAPITULO III.- ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS

3.1.- Diseño de losa de azotea (N3).....	25
3.1.1.- Peralte mínimo.....	26
3.1.2.- Diseño por flexión.....	27
3.1.3.- Diseño por cortante.....	28
3.2.- Diseño de losa para tinaco.....	30
3.2.1.- Análisis de cargas.....	30
3.2.2.- Diseño por flexión.....	31
3.2.3.- Diseño por cortante.....	32
3.2.4.- Revisión por deflexión.....	32
3.2.5.- Acero por temperatura.....	32
3.3.- Diseño de losa de entrepiso (P.B., N1 y N2).....	33
3.3.1.- Peralte mínimo.....	33
3.3.2.- Diseño por flexión.....	34
3.3.3.- Diseño por cortante.....	35
3.4.- Casos especiales.....	36
3.4.1.- Tablero TA – 1 0, muro divisorio sobre losa.....	36
3.4.2.- Tableros TA – 7 y TA – 9, charolas para baños.....	37
3.5.- Ajuste de momentos en tableros adyacentes de azotea.....	41
3.5.1.- Diseño por flexión.....	43
3.5.2.- Diseño por cortante.....	43
3.6.- Ajuste de momentos en tableros adyacentes de entrepiso.....	48
3.6.1.- Diseño por flexión.....	49
3.6.2.- Diseño por cortante.....	50

3.7.- Croquis de armados.....	51
3.7.1.- Losa de azotea.....	51
3.7.2.- Losa de tinacos.....	52
3.7.3.- Losa de entepiso.....	53
3.7.4.- Losa macizas para baños de entepiso.....	54

CAPITULO IV.- DISTRIBUCIÓN DE CARGAS A TRABES Y MUROS

4.1.- Áreas tributarias en trabes, P.B., N1, N2 y N3.....	56
4.2.- Áreas tributarias a muros, P.B., N1, N2 y N3.....	57

CAPITULO V.- ANÁLISIS Y DISEÑO DE TRABES Y DALAS

5.1.- Diseño de trabes.....	59
5.1.1.- Trabes de azotea.....	59
a.-) Flexión	
b.-) Cortante	
c.-) Revisión por deflexión	
5.1.2.- Trabes de entepiso.....	91
a.-) Flexión	
b.-) Cortante	
c.-) Revisión por deflexión	
5.2.- Diseño de dalas de cerramiento.....	106
5.2.1.- Cálculo del refuerzo longitudinal.....	107
5.2.2.- Cálculo del refuerzo transversal.....	107
5.2.3.- Croquis de armado.....	108

CAPÍTULO VI.- REVISIÓN DE MUROS ANTE CARGA VERTICAL Y HORIZONTAL

6.1.- Revisión de muros ante carga vertical, dirección “X”.....	110
6.1.1.- Análisis del peso propio de muros.....	111
6.1.2.- Cálculo de cargas extras.....	112
a.-) Tinacos	
b.-) Pretiles	
c.-) Muros en azotea para cubrir escalera	
6.1.3.- Cálculo de la carga total transmitida a muros de P.B. (“P”).....	115
6.1.4.- Resistencia de muros ante carga vertical.....	116
6.2.- Revisión de muros ante carga vertical, dirección “Y”.....	118
6.2.1.- Análisis del peso propio de muros.....	119
6.2.2.- Cálculo de la carga total transmitida a muros de P.B. (“P”).....	121
6.2.3.- Resistencia de muros ante carga vertical.....	122
6.3.- Revisión de muros ante carga horizontal, dirección “X”.....	123
6.3.1.- Cuantificación de peso por nivel (W_{ni}).....	123
6.3.2.- Obtención de la fuerza sísmica basal.....	124
6.3.3.- Longitud efectiva de muros esviajados.....	126
6.3.4.- Método simplificado de diseño sísmico.....	127

a.-) Análisis en dirección X.....	128
b.-) Análisis en dirección Y.....	128
6.3.5.- Fuerza cortante resistida por la mampostería.....	129
6.3.6.- Método estático de diseño sísmico.....	130
a.-) Análisis en dirección X.....	136
b.-) Análisis en dirección Y.....	144

CAPITULO VII.- DISEÑO DE CASTILLOS

7.1.- Castillo tipo K – 1.....	152
7.2.- Castillo tipo K – 2.....	152
7.3.- Castillo tipo K.....	153

CAPITULO VIII.- DISEÑO DE CIMENTACIÓN

8.1.- Zapatas corridas bajo muro, dirección “X”.....	157
8.2.- Zapatas corridas bajo muro, dirección “Y”.....	161
8.3.- Planta de cimentación.....	168
8.4.- Croquis de armados en zapatas.....	169

CAPITULO IX.- PLANOS ESTRUCTURALES Y DETALLES

9.1.- Plano estructural de cimentación E – 01.....	173
9.2.- Plano estructural de cimentación y losas E – 02.....	174

CONCLUSIONES.....	175
-------------------	-----

ANEXOS.....	177
-------------	-----

BIBLIOGRAFÍA

INTRODUCCIÓN

En la actualidad uno de los problemas más comunes a los que se enfrentan las nuevas familias mexicanas es la búsqueda por encontrar un lugar donde vivir de manera digna y cómoda, desde hace ya varios años se ha propagado la construcción de casas “clones”, en las cuales el área de construcción neta no rebasa los 50.0m^2 , siendo esto un problema social que contribuye a la mala convivencia de los miembros de la familia, debido al reducido espacio con que se cuenta.

En muchas ciudades del mundo incluyendo algunas mexicanas, se ha optado por otra solución, la cual es construir edificios altos, que abarcan poco espacio en planta y pueden albergar a decenas de familias, en Morelia, esto es poco común, sin embargo representa una opción más de vivienda; es por eso que en este trabajo de titulación se presenta el análisis y diseño estructural de un edificio de apartamentos de cuatro niveles ubicado en la colonia Ocolusen de la ciudad de Morelia, Michoacán. Dicho edificio será soportado por muros de mampostería industrializada que brinda ciertas ventajas en comparación con el tabique tradicional, como lo son la acústica, la ligereza y la resistencia a esfuerzos mecánicos; para su diseño se hará referencia al Reglamento de Construcción del Estado de Michoacán de Ocampo, al Reglamento de Construcción del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias así como al Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad.

CAPITULO I

DISEÑO CONCEPTUAL

1.- DISEÑO CONCEPTUAL

1.1.- Descripción del proyecto arquitectónico y destino del inmueble

El inmueble que se analizará en este trabajo es un edificio de 4 niveles, con un destino habitacional – departamental de nivel medio alto. Las plantas arquitectónicas en los 4 niveles son tipo y cubren un área de 119.51m^2 . El edificio se ubica en la calle Alarife Pedro de Murrieta No.35 de la colonia Ocolusen de Morelia, Michoacán, por lo tanto se hará referencia al inmueble en análisis como edificio Ocolusen.

El proyecto Arquitectónico para cada una de las plantas tipo, contempla dos recámaras, dos sanitarios completos, una sala de estar, cocina y comedor, un estudio de trabajo y un área de servicio, como se muestra en la fig.1.1.1. A petición del arquitecto encargado del proyecto se pidió que ninguna trabe sobresalga del peralte de la losa. El edificio Ocolusen tentativamente se propone con una altura total a losa de azotea de 10.63m y a cubierta de escalera de 13.23m, ya que el peralte de losa propuesto en los planos arquitectónicos es de 12cm, sin embargo esto puede cambiar en el momento que se realice el análisis de tableros. La altura libre de la planta baja es de 2.65m y en otros niveles de 2.50m, esto puede apreciarse a detalle en la fig. 1.1.2. En la fig. 1.1.3 se muestra un corte transversal del edificio y en la fig. 1.1.4 se ilustra la forma en que serán distribuidas las bajadas de agua pluvial (B.A.P.).

1.2.- Estructuración

Como se menciona en la descripción del proyecto arquitectónico, se pretende que ninguna trabe sobresalga del peralte de la losa, por lo que en principio se propone como solución una losa aligerada de 20cm, teniendo fundamento en el tablero más desfavorable de la planta arquitectónica ubicado entre los ejes 6 y 8 horizontal y A y E vertical (fig.1.1.1). El aumento del peralte de la losa incrementa la altura a losa de azotea a 10.95m y a cubierta de escalera 13.55m. El aligeramiento de la losa se dará con casetones de poliestireno.

En lo que respecta a los elementos de soporte vertical, se propone en primera instancia utilizar tabique de barro industrializado, marca TABIMAX. Esta propuesta se debe a que el inmueble es un edificio de 4 niveles ubicado en zona sísmica, lo que implica que estará sujeto a grandes fuerzas horizontales y necesita una rigidez apropiada en ambas direcciones, siendo a simple vista escasa en el sentido transversal “x”. En comparativa entre el tabique tradicional y TABIMAX se tiene que: La resistencia a compresión (f_m^*) del tabique tradicional de barro rojo recocido es de aproximadamente 15 kg/cm^2 , la de tabiques industrializados es de 60 kg/cm^2 ; la resistencia a fuerza cortante (v^*) del tabique tradicional de barro rojo recocido es de alrededor de 3.5 kg/cm^2 , la de TABIMAX es de 5 kg/cm^2 ; además de tener ventajas en cuestión de acústica, y ser tabiques extruidos lo cual permite, si fuera necesario, reforzar algunos muros con acero interior. Se proporcionará confinamiento con dalas y castillos, por lo que se pueden aplicar los métodos de análisis y diseño correspondientes a muros confinados.

1.3.- Reglamentos y Normatividades

Para el análisis y diseño del edificio Ocolusen se emplean 2 reglamentos y el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE.). En principio se utilizará el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas

Complementarias (RCDF – NTC) para analizar y calcular elementos sujetos a carga vertical, como lo son losas y trabes, esto debido a la familiarización en la redacción del RCDF – NTC, además de que en este aspecto los Reglamentos del D.F. y del estado de Michoacán son exactamente iguales pero difieren en el orden de su redacción, sin embargo cuando se llegue al apartado del análisis sísmico si se utilizará el Reglamento vigente del estado de Michoacán, debido a la zonificación sísmica muy particular de este estado; en este mismo tema de análisis sísmico se podrá también utilizar el Manual de Obras Civiles de la CFE ya que contiene estudios más a fondo sobre la regionalización sísmica y trata de manera más explícita las formulas y criterios de análisis y diseño sísmico más que cualquier otro reglamento o manual en México.

Se verificará la resistencia bajo cargas verticales y para carga accidental. La combinación de las acciones se hará de acuerdo con el siguiente criterio:

$$1.4 (C.M. + C.V.)$$
$$1.1 (C.M. + C.V_R. + SISMO)$$

La acción del viento no se considera, dado que el efecto del viento es menor que el sismo para el tipo de construcción y zona en la que se ubica la construcción.

1.4.- Procedimiento de Cálculo

1.4.1 El análisis y diseño del edificio Ocolusen comenzará por el análisis de cargas, las cuales se dividen en tres tipos que son, cargas muertas, cargas vivas y cargas accidentales, las primeras son ocasionadas por el peso de elementos permanentes e invariables en el edificio, como lo son las losas, muros, tinacos, etc., las cargas vivas son ocasionadas por elementos no permanentes o variables, como pueden ser personas o muebles, las cargas accidentales son las producidas por fuerzas naturales como pueden ser el sismo o el viento, en el caso del edificio Ocolusen solo se analizará una carga accidental debida a sismo.

1.4.2 El siguiente paso será realizar una distribución de los tableros que formarán tanto la losa de entrepiso como de azotea (fig.1.2.2), por lo que en primera instancia se definirá la geometría de los tableros, ya que en algunos casos estos tienen una figura trapezoidal, por lo que se tomará el promedio de las dos dimensiones paralelas entre si para que de esta manera se puedan considerar rectangulares. Después de haber definido la geometría se procede a obtener el peralte por deflexiones, el cual permite suprimir el análisis de flechas máximas. Se continúa con la obtención de momentos en cada uno de los tableros, y en los que resulten colindantes o continuos se hará un ajuste de momentos si es que el desequilibrio no difiere en más del 50%. Cuando se haya definido lo anterior se hará una esquematización del armado de la losa.

1.4.3 Distribución de cargas a trabes y muros (áreas tributarias).- En este capítulo se definen las áreas tributarias que le corresponden tanto a las trabes, como a los muros. En el edificio Ocolusen se advierten 5 trabes (fig. 4.1), sin embargo a primera vista todas las trabes que se plantean pueden ser cubiertas con la sección y el armado de una dala de cerramiento a excepción de la T – 1A y E, más sin embargo, las cinco serán analizadas para cerciorarse de que esta hipótesis sea correcta. En lo que respecta a los muros, todos serán de carga a excepción de un

muro divisorio que se encuentra en el área de lavado (fig. 1.1.1). Las áreas tributarias para muros se ilustran en la fig. 4.2.

1.4.4 Análisis y diseño de trabes y dadas.- Se analizan las trabes planteadas en la fig. 4.1, conforme al RCDF – NTC – Concreto. Según lo estipulado en el capítulo 5, sección 5.1.1 inciso b del RCDF – NTC – Mampostería, existirá una dala en todo extremo horizontal de muro, a excepción de que estuviera ligado a un elemento de concreto reforzado de cuando menos 10cm de espesor, pero aún en esos casos, se deben de cumplir con ciertos requisitos, como lo es que una dala debe cuando menos medir de base lo mismo que el espesor del muro (12.0cm), y estar conformado por mínimo 3 barras longitudinales, sin embargo por uso y costumbre y facilidad en obra se planteará un armado con 4 barras.

1.4.5 Revisión de Muros a Carga Vertical y Horizontal.- La revisión ante carga vertical se realizará según lo establecido en el RCDF – NTC – Mampostería, se considerarán efectos de esbeltez y excentricidades. Para la revisión ante carga horizontal se propondrá en primera instancia resolverlo con el método simplificado, si es que cumple con todos los requisitos de regularidad que marca dicho método, si no cumpliera los requisitos o sino pasa la revisión por sismo, se utilizará el método estático que contempla las excentricidades provocadas por la diferencia en la posición del centro de masa y el centro de torsión, además de tener la ventaja de que analiza el comportamiento de los elementos en forma individual y a su vez su repercusión en la reacción global de la estructura.

1.4.6 Diseño de Castillos.- Se revisan ante carga axial los castillos en los cuales descansen trabes, o se considerará que en ellos obran cargas axiales de consideración.

1.4.7 Diseño de Cimentación

1.4.8 Planos Estructurales

PLANOS ARQUITECTONICOS

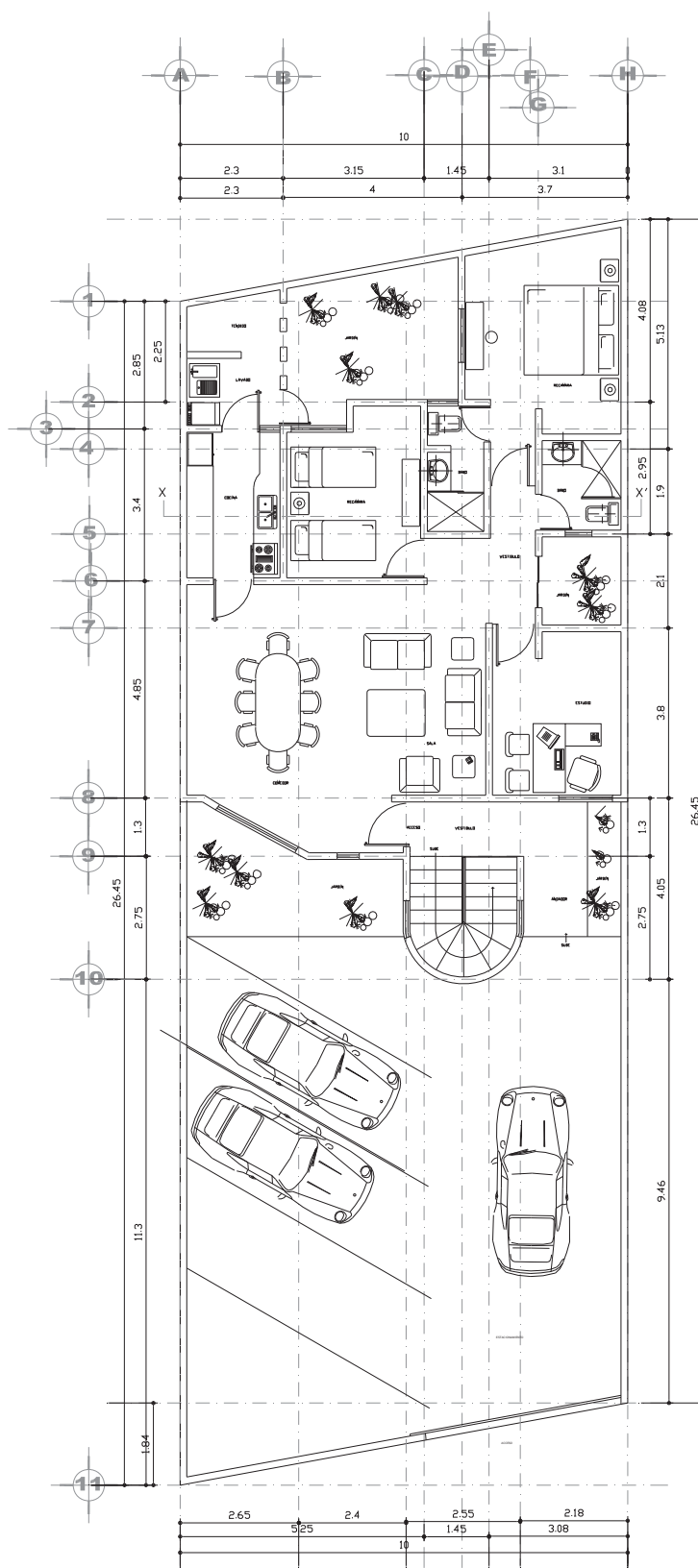
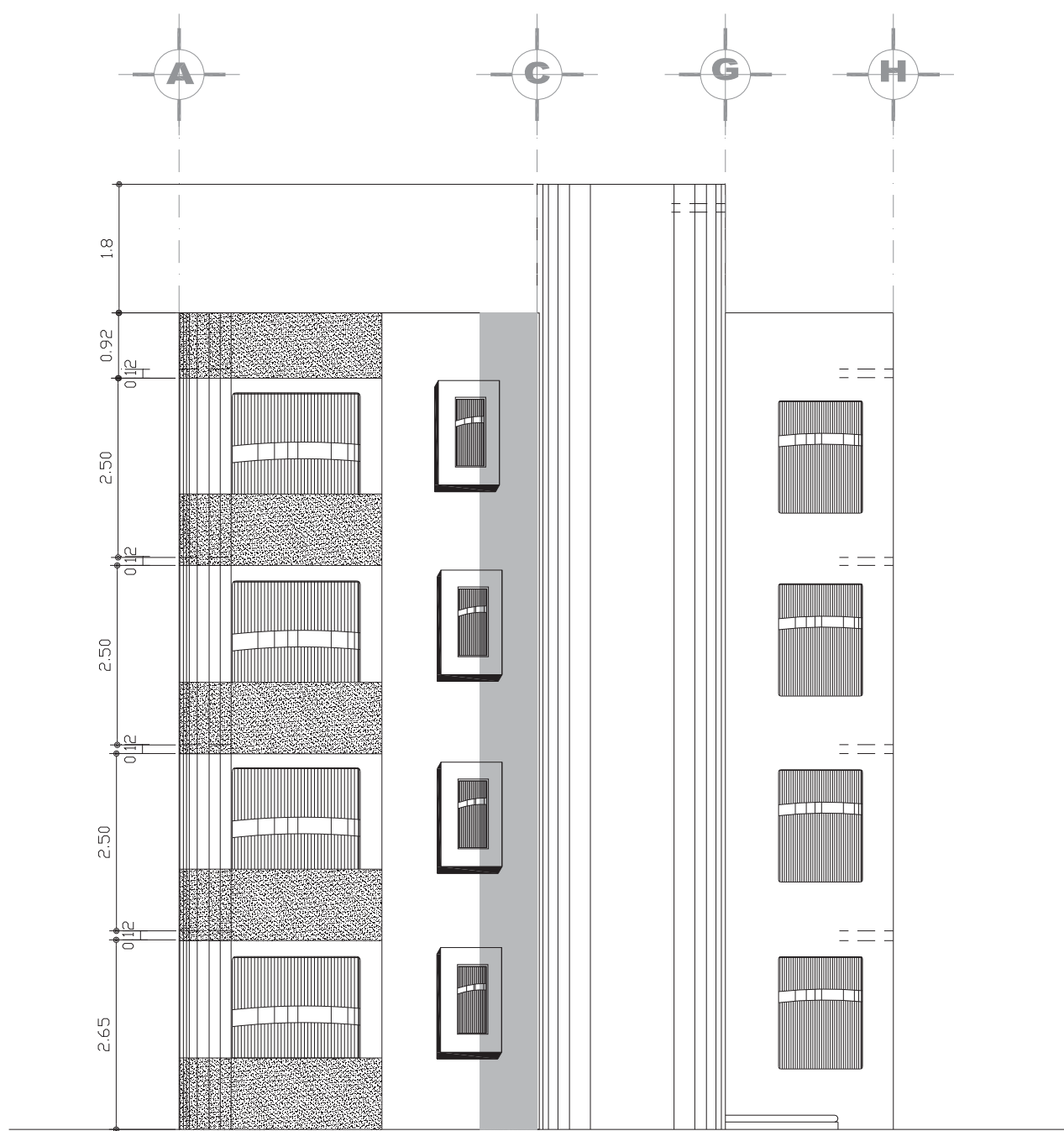


Fig. 1.1.1

EDIFICIO OCOLUSEN PLANTA TIPO



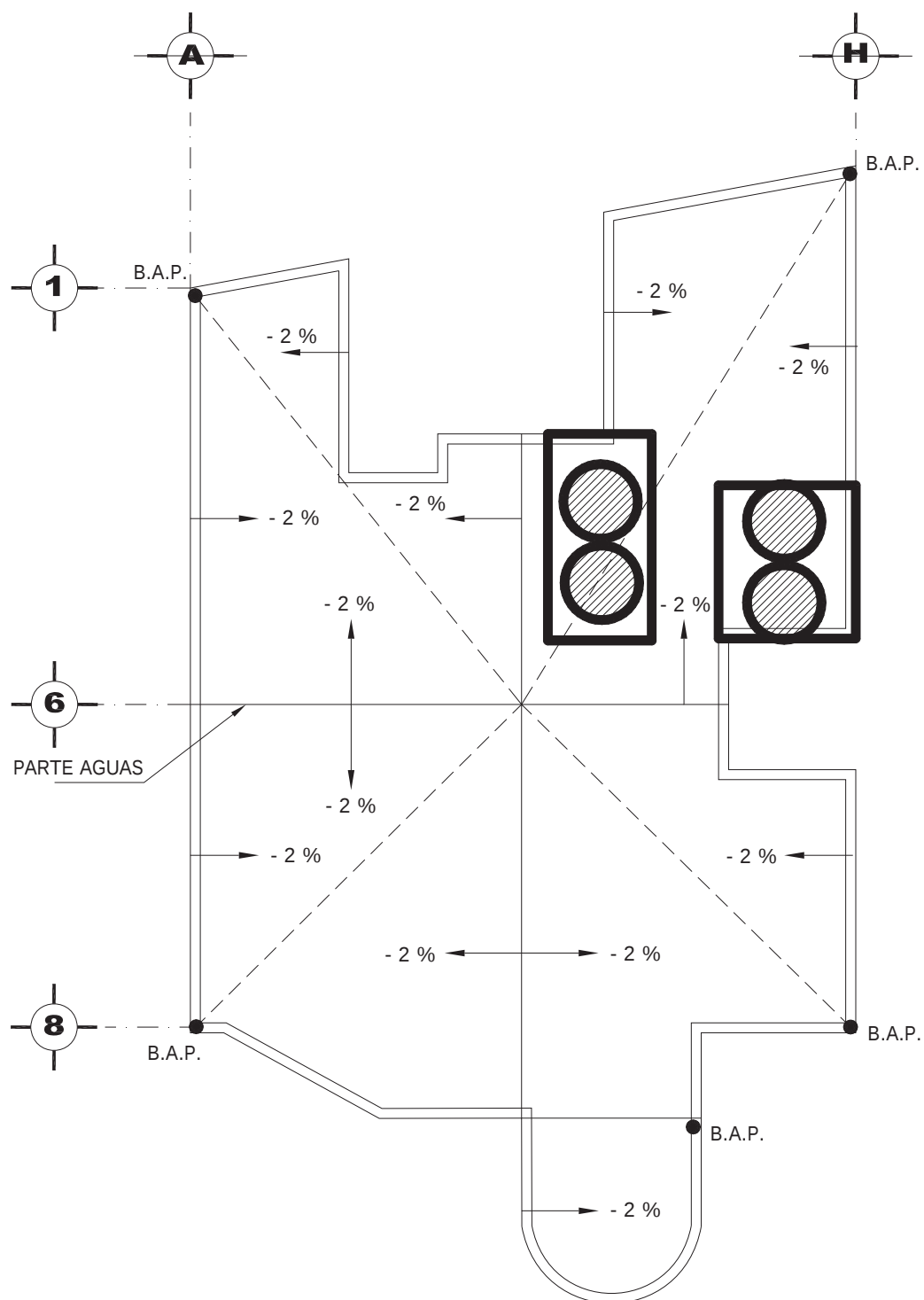
FACHADA EDIFICIO OCOLUSEN

Fig. 1.1.2



CORTE X-X'

Fig. 1.1.3



PLANTA DE AZOTEA
EDIFICIO OCOLUSEN

Fig. 1.1.4

ESTRUCTURACIÓN

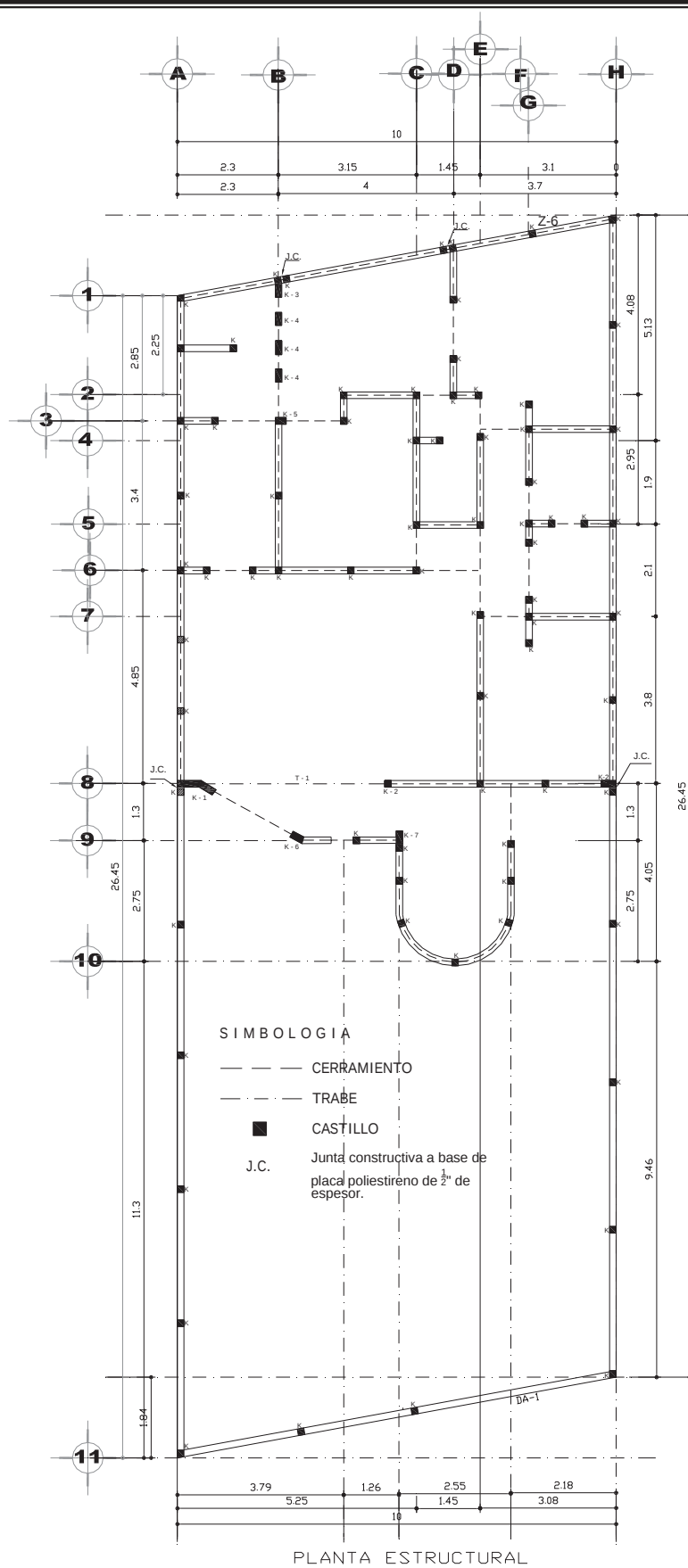


Fig. 1.2.1

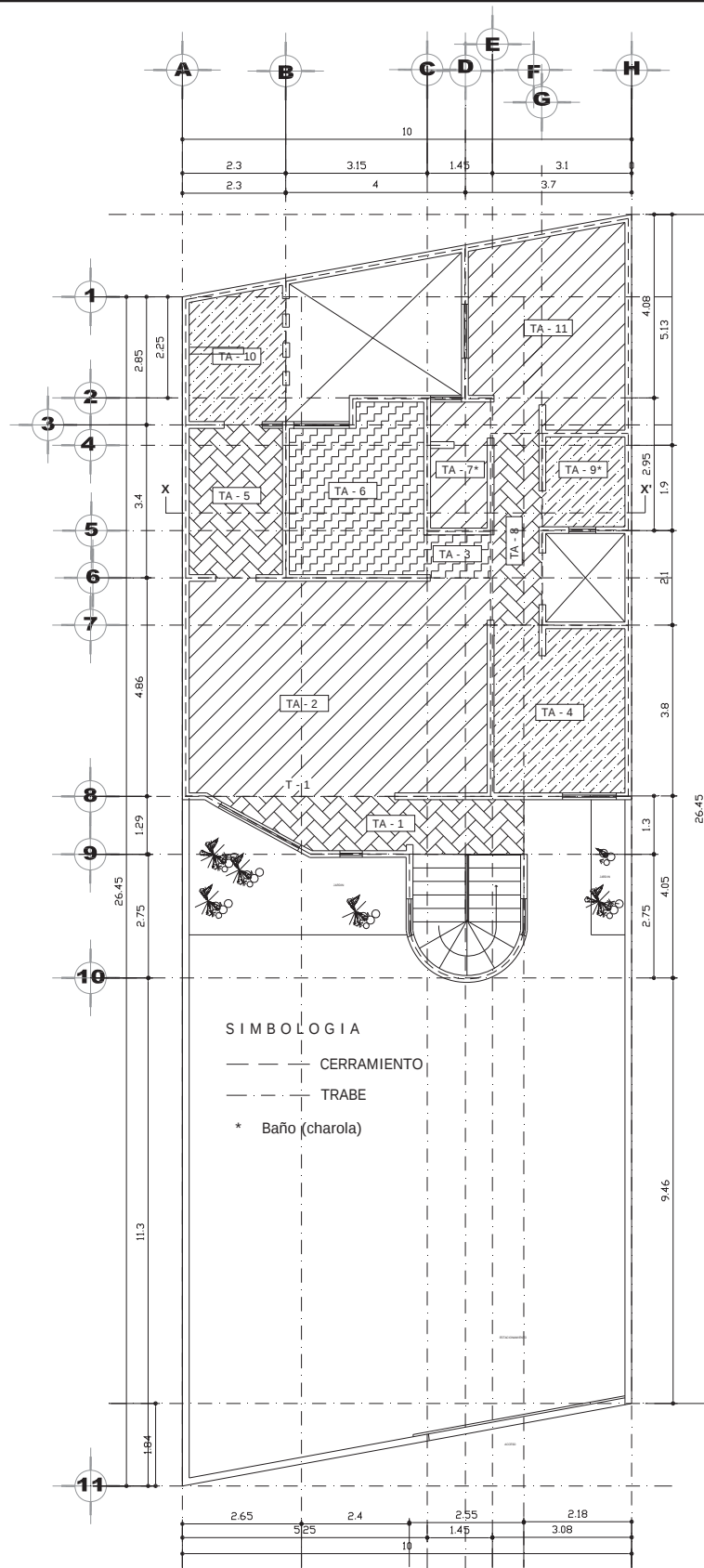


Fig. 1.2.2

CAPITULO II

ANÁLISIS DE CARGAS

2.- ANÁLISIS DE CARGAS

Tentativamente, con base en las dimensiones del Tablero 2 (4.86 x 6.78) ubicado entre los ejes 6 y 8 horizontal y entre A y E vertical (ver fig. 1.2.2) se propone un espesor de losa de 20cm, utilizando un sistema de losa aligerada por medio de casetones de poliestireno.

2.1.- Losa de azotea (Nivel 3)

a.-) Determinación del espesor promedio de la capa de tepetate en Azotea.

Como se observa en el plano de azotea (fig.1.1.4), se tienen 4 parteaguas y en cada uno el agua se conduce por medio de dos pendientes contrapuestas para formar un canal en el centro del tablero conduciendo de esta manera al agua a la bajada de agua pluvial (P.A.B.), que será un tubo de PVC de 3" de diámetro.

Para obtener el espesor promedio de la capa de tepetate se toma la longitud más grande en pendiente, la cual resulta ser de 5.0m, que se encuentra ubicada sobre el eje 6. (Ver fig. 1.1.4)

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

Donde:

h = Espesor Promedio en cm.

L = Longitud hacia donde corre la pendiente en cm.

$$h = \frac{(500cm)(0.02)}{2} + 5cm = 10.0cm$$

b.-) Determinación del espesor equivalente de concreto de la losa aligerada, considerando:

Capa de compresión "c" = 0.05m

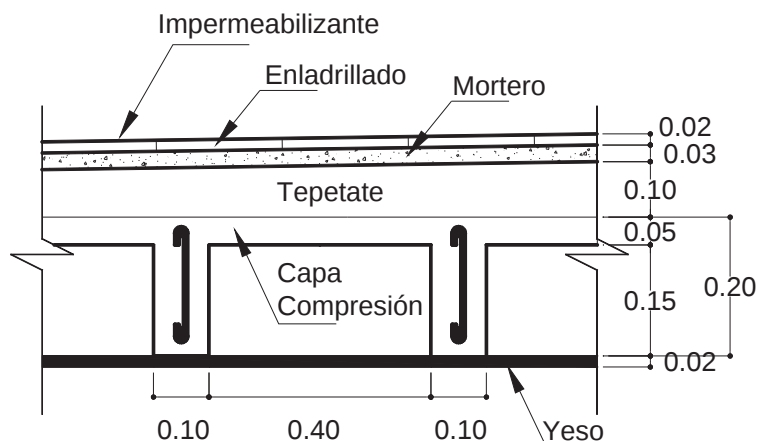
Ancho de Nervadura Tipo "N" = 0.10m

Espesor Total de Losa "H" = 0.20m

$D = H - c = 0.20 - 0.05 = 0.15m$

$$d_{eq} = c + 4ND - 4N^2D = d_{eq} = 0.05 + 4(0.10)(0.15) - 4(0.10)^2(0.15) = 0.104m$$

MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL. (t/m3)	w (t/m2)
Enladrillado	0.020	1.50	0.030
Mortero	0.030	2.00	0.060
Tepetate	0.100	1.60	0.160
Losa	0.104	2.40	0.250
Yeso	0.020	1.50	0.030
Impermeabilizante	-----	-----	0.015
		Suma = CM =	0.545



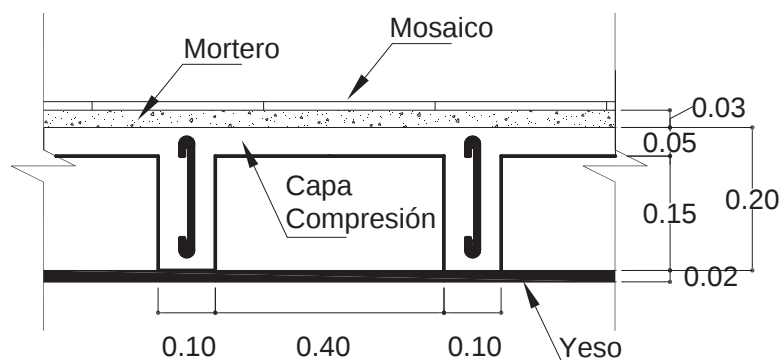
Para obtener las cargas de diseño tanto permanentes como accidentales, se le debe agregar a la CM una carga adicional de 0.040 t/m² por reglamento, que se debe a la incertidumbre de si realmente los espesores de mortero y concreto en obra serán los considerados en el análisis de cargas.

$$CM = 0.545 \text{ t/m}^2 + 0.040 \text{ t/m}^2 = 0.585 \text{ t/m}^2$$

CARGAS PERMANENTES (t/m ²)	CARGAS ACCIDENTALES (t/m ²)
CM = 0.585	CM = 0.585
CV = 0.100	CV = 0.070
CT_S = 0.685	CT_A = 0.655

2.2.- Losa de entrepiso (P.B., N1 y N2)

MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL. (t/m ³)	w (t/m ²)
Mosaico	-----	-----	0.035
Mortero	0.030	2.00	0.060
Losa	0.104	2.40	0.250
Yeso	0.020	1.50	0.030
Suma = CM =			0.375



$$CM = 0.375 \text{ t/m}^2 + 0.040 \text{ t/m}^2 = 0.415 \text{ t/m}^2$$

CARGAS PERMANENTES (t/m ²)	CARGAS ACCIDENTALES (t/m ²)
CM = 0.415	CM = 0.415
CV = 0.170	CV = 0.090
CT_S = 0.585	CT_A = 0.505

2.3.- Sismo

Como se menciono anteriormente en la descripción de Reglamentos y Normativas, se utilizará para el análisis y diseño sísmico el Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán (RCEM) complementando ciertos puntos con el apoyo del Manual de Obras Civiles de la C.F.E (M.O.C de la CFE). A continuación se proporcionan datos sísmicos tomados del RCEM y del M.O.C. de la CFE.

2.3.1.- Clasificación del Terreno

En el caso del edificio Ocolusen no se cuenta con un estudio de mecánica de suelos, pero basándonos en observación ocular de la estratigrafía presentada en calas de 1.70m de profundidad, se encontró un material poco compresible, limo, escombros, poco de arcilla, por lo que a juicio propio se clasificaría como un terreno tipo III, el cual según cita el RCEM, es un terreno constituido por arcillas y limos de baja compactación o arcillas blandas muy compresibles. El mismo RCEM recomienda en su artículo 419, sección 6ta, que si se desconocen las propiedades mecánicas del terreno de cimentación, se clasifique como del tipo III.

2.3.2.- Clasificación de la estructura

Según lo marcado en la pág. 297, artículo 420, capítulo XXXI del RCEM, la estructura se clasifica dentro del grupo B, el cual contempla casas y edificios para habitación privada, al igual que lo menciona el M.O.C de la CFE.

2.3.3.- Coeficiente Sísmico “c”

Se entiende por coeficiente sísmico “c” al cociente de la fuerza cortante horizontal en la base de la construcción, sin reducir por ductilidad, y el peso W de la misma sobre dicho nivel. Tomando textualmente lo marcado en el RCEM sobre la elección del coeficiente sísmico, dice: para el análisis estático de las construcciones clasificadas en el grupo B del Artículo 420, se empleará los coeficientes sísmicos que se indican en la Tabla 422 – 1, pág. 300, de acuerdo con la Regionalización Sísmica del Estado de Michoacán y del tipo de terreno de cimentación, según el Artículo 419, o bien los coeficientes sísmicos propuestos por el M.O.C. de la CFE en su tabla 3.1.

Si se aplica el método simplificado para el análisis sísmico, el coeficiente sísmico reducido por ductilidad “c/Q”, se obtendrá de la tabla 426 – A (Coeficientes

sísmicos reducidos por ductilidad para el método simplificado de análisis, construcciones del grupo B), pág. 312 del RCEM.

Si se empleará el Manual de Obras Civiles de la CFE, se utilizaría la Tabla 4.1, Coeficientes sísmicos reducidos para el método simplificado, construcciones del tipo B, sin embargo se pensaría que estos coeficientes reducidos deberían ser iguales tanto en el RCEM como los propuestos por la CFE, pero no lo son, cuando se abarque el tema de revisión sísmica en el capítulo 6, se hará una comparativa entre dichos coeficientes.

- **Zonificación**

Basándose en el mapa de Zonificación Sísmica del Estado de Michoacán, de la pág. 299 del RCEM, Morelia se encuentra en una zona sísmica C.

Al igual que en el RCEM, la CFE cuenta con una zonificación, pero a nivel nacional, por lo que a Michoacán se encuentra dentro de 3 clasificaciones, B, C y D, y Morelia recae en una zona C, según dictamina el mapa del RCEM, sin embargo el M.O.C. de la CFE en su mapa de regionalización sísmica ubica en una zona B al municipio de Morelia, basándose en las coordenadas geográficas.

2.3.4.- Factor de ductilidad “Q”

El edificio Ocolusen como se mencionó en la descripción de la estructuración, será soportando por elementos de mampostería extruida, confinados por dadas y castillos, por lo que le corresponde un factor de ductilidad, $Q = 2$, según lo establecido en el artículo 423, cuarto caso, pág. 304 del RCEM, al igual que lo propone el M.O.C. de la CFE.

CAPITULO III

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS

3.- ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS

3.1.- Diseño de losa de azotea (N3)

La losa de azotea ha sido dividida en 11 tableros al igual que la de entepiso ya que el edificio esta compuesto por plantas tipo (ver fig. 1.2.2), en el caso de la losa de azotea la carga de diseño es de 0.685 t/m^2 obtenida anteriormente en el análisis de cargas, dicha carga será repartida en toda el área de azotea de manera uniforme, en el caso de los tinacos estos serán apoyados sobre una losa maciza y la losa a su vez será sostenida por muros de 1.40m de alto con el objeto de alcanzar la presión de 0.2 kg/cm^2 sobre la regadera del último apartamento, estos muros de apoyo descansarán sobre los muros de carga del nivel anterior y así sucesivamente serán transmitidos a la cimentación, de esta manera el peso de los tinacos no descargará sobre la losa sino sobre los muros. Ver fig. 3.1.

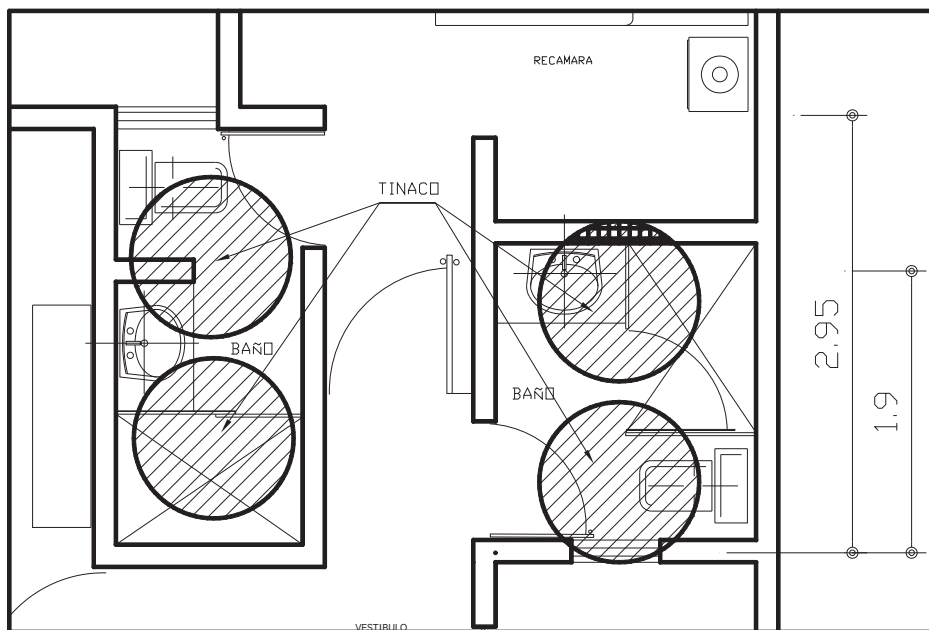
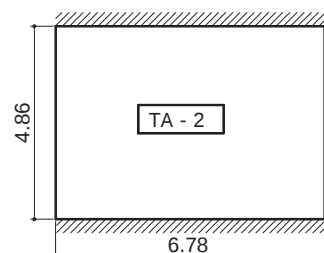


Fig. 3.1

Datos:

- Concreto clase II ($f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$)
- $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
- $w = 0.685 \text{ t/m}^2$
- Unión NO monolítica con muro.



Se considera unión no monolítica con muro debido a que la losa será del tipo aligerada, por lo que el peralte de los cerramientos será el mismo que el de la losa, por lo tanto no se puede considerar monolítica debido a que el apoyo de la losa sería simplemente apoyada, más sin embargo en las zonas de discontinuidad de los tableros si tendrán armados negativos aunque el análisis nos arroje valores de cero, este armado será cuando menos igual al armado positivo.

Se analiza el tablero más desfavorable con el objeto de encontrar el peralte mínimo que regirá el espesor de la losa de azotea, para este efecto el tablero elegido es el denominado TA - 2 (4.86m x 6.78m) ubicado entre los ejes 6 y 8 horizontal y entre A y E vertical (ver fig. 1.2.2). Para efecto de tomar los valores de a_1 y a_2 (claro corto y largo respectivamente), se tomarán las medidas de centro a centro, debido a que es lo que marca el RCDF – NTC – Concreto en la tabla 6.1 pág. 50, para losas no monolíticas en sus apoyos.

3.1.1.- Peralte mínimo

$$\text{Perímetro} = 4.86 + 2(6.78) + 1.50(4.86) = 25.71\text{m}$$

$$f_s = 0.60 \quad f_y = 2,520 \text{ kg/cm}^2$$

$$w = 0.685 \text{ t/m}^2 > 0.380 \text{ t/m}^2 \therefore \text{se aplica factor de corrección}$$

$$d_{\min} = \frac{\text{Perímetro}}{170} (0.032^4 \sqrt{f_s w}) = \frac{2,571\text{cm}}{170} (0.032^4 \sqrt{(2,520 \text{ kg/cm}^2)(685 \text{ kg/m}^2)}) = 17.54\text{cm}$$

$\therefore d_{\min} = 17.50\text{cm} + 2.50\text{cm}$ de recubrimiento = 20cm de espesor de losa, por lo tanto el análisis de cargas considerado es correcto y la losa se resolverá utilizando un sistema reticular.

Se procede a comprobar que la separación entre nervaduras sea la adecuada.

$s \leq L/6$, siendo “s” la separación centro a centro de nervaduras y “L” la longitud del tablero en dirección paralela a la nervadura.

$$50\text{cm} < 486\text{cm}/6 = 81\text{cm} \therefore \text{O.K.}$$

TABLERO II	MOMENTO	CLARO	COEFICIENTE			M_U (t – m)
			0.70	0.80	0.717	
$a_1 = 4.86\text{m}$ $a_2 = 6.78\text{m}$ $m = 0.717$ $w = 0.685$	Negativo en bordes int.	CORTO	478	431	470.01	1.065
		LARGO	392	369	388.13	0.879
	Negativo en bordes disc.	CORTO	0	0	0	0
		LARGO	0	0	0	0
	Positivo	CORTO	261	219	253.94	0.575
		LARGO	140	137	139.50	0.316

$$M_u = F.C. (coef. \times 10^{-4}) (w) (a_1^2) ; F.C. = 1.4$$

Conociendo que en un metro solo caben 2 nervaduras de 10cm de espesor, las dimensiones efectivas son como se ilustra en la fig. 3.2.

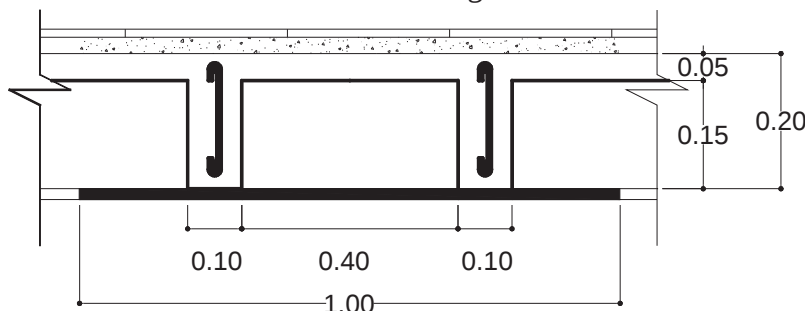


Fig. 3.2

Por lo tanto el ancho efectivo es $b = 20\text{cm}$, con un peralte $d = 17.50\text{cm}$.

$$f_c'' = 200 \times 0.8 \times 0.85$$

$$f_c'' = 136 \text{ kg/cm}^2$$

3.1.2.- Diseño por Flexión de Nervadura Tipo NT – 1A y NL – 1A para uniformizar el armado de nervaduras y de esa manera hacer más ágil y rápida la construcción.

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

Donde:

ρ = Porcentaje de acero necesario

M_u = Momento Ultimo mayor = 106,500 kg-cm.

b = Ancho efectivo = 20cm

d = Peralte efectivo = 17.50cm

F_R = Factor de Reducción por Flexión = 0.90

$$\rho = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(106,500)}{(0.90)(20)(17.50)^2 (136)}} \right] \frac{136}{4200} = \rho_{req} = 0.00498 \approx 0.0050$$

a.-) Comparando con el Porcentaje de acero mínimo

$$\rho_{min} = \frac{0.70 \sqrt{f_c''}}{f_y} = \frac{0.70 \sqrt{136}}{4200} = 0.0024 \ll 0.0050 \therefore O.K.$$

b.-) Comparando con el Porcentaje de acero por Temperatura (NTC – Concreto, secc. 5.7, pág. 41)

$$\rho_{st} = 0.002 \ll 0.0050 \therefore O.K.$$

c.-) Se obtiene el área de acero requerida ($A_{s_{req}}$)

$$A_{s_{req}} = \rho b d = (0.0050)(20)(17.50) = 1.75 \text{ cm}^2 \text{ por 2 nervaduras de 10cm}$$

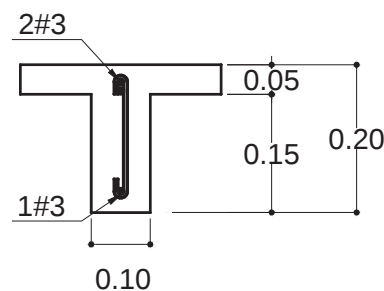
$$\therefore 1.75 / 2 = 0.875 \text{ cm}^2 \text{ por cada nervadura.}$$

d.-) Armado

Proponiendo varillas del #3 $a_i = 0.71 \text{ cm}^2$

$$\text{No. Varillas} = 0.875 \text{ cm}^2 / 0.71 \text{ cm}^2 = 1.23 \therefore 2 \# 3 \text{ (Armado negativo)}$$

Para el armado por momento positivo tenemos un momento de 0.575 t-m, poco más de la mitad que para el negativo, por lo tanto por analogía se necesitará solo una varilla del # 3.



3.1.3.- Diseño por Cortante

$$V_u = \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left[0.95 - 0.50 \left(\frac{a_1}{a_2} \right) \right] w_u = \left(\frac{4.86}{2} - 0.175 \right) \left[0.95 - 0.50 \left(\frac{4.86}{6.78} \right) \right] (0.685)(1.4)$$

$V_u = 1.279$ t, pero se aumenta en un 15% por ser un tablero con lados discontinuos y continuos.

$$V_u = 1.15 \times 1.279 = 1.47 \text{ t}$$

$$V_{cR} = 0.50 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

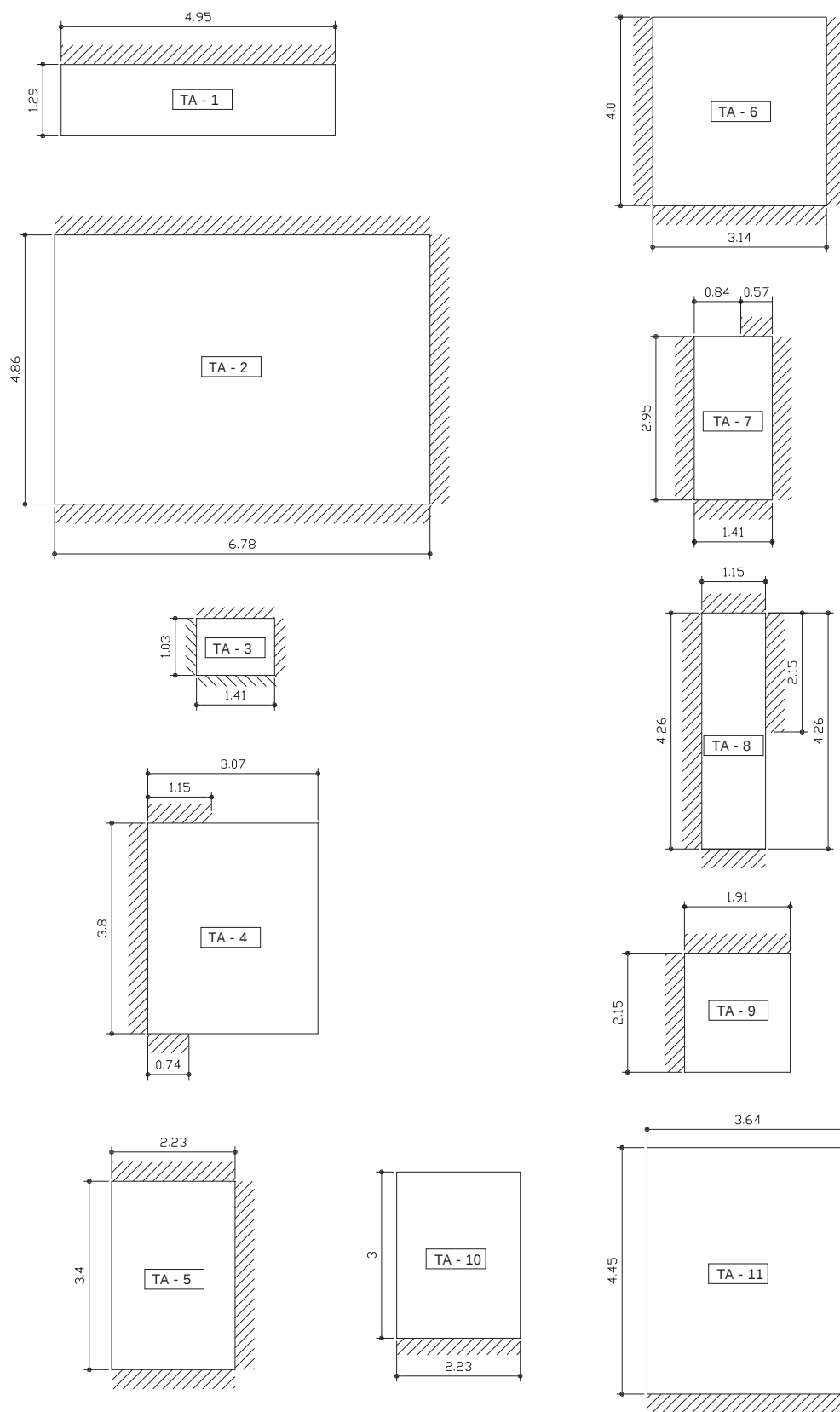
$$V_{cR} = 0.50(0.8)(20)(17.50)\sqrt{(0.80)(200)} = 1,770.88 \text{ kg}$$

$$V_{cR} = 1.77 \text{ t} > 1.47 \text{ t}$$

∴ El armado mínimo será **Es #2@20cm**

Los 10 tableros de azotea restantes son analizados por medio de computadora, con ayuda de un programa hecho en Excel, que realiza exactamente el mismo procedimiento descrito anteriormente para el tablero TA – 2 de azotea. La carga de diseño actuante sobre toda el área de azotea es de 0.685 t/m² solamente, debido a que el peso de los tinacos descansa sobre los muros como se explicó al principio del diseño de losas de azotea.

Los resultados del análisis de los tableros de azotea restantes se encuentran en el **ANEXO A**, al final de este trabajo.

TABLEROS DE LOSA DE AZOTEA

3.2.- Diseño de la losa para tinaco

Cálculo del Número de Tinacos necesarios

- Número de Tinacos.
4 departamentos x 4 hab. /depto. = 16 hab. x 250 l.p.h.d. = 4000 litros, por lo tanto serán 4 tinacos de 1100 litros.

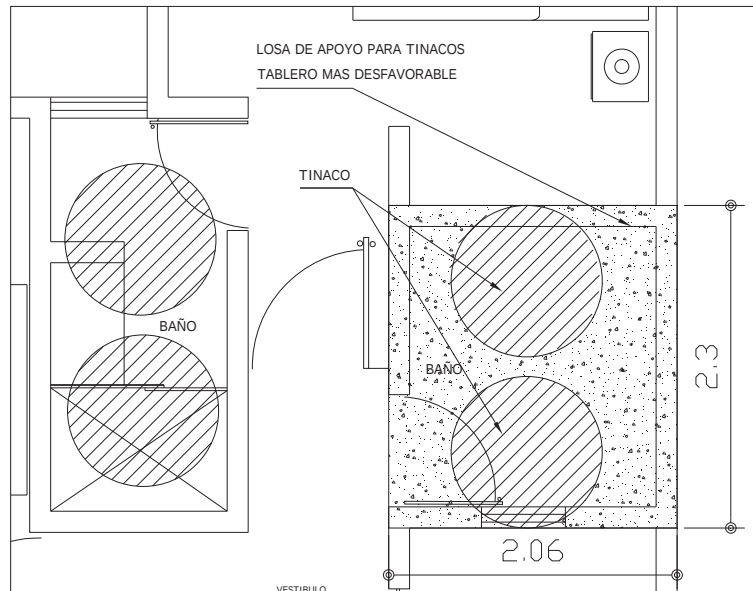


Fig. 3.3

3.2.1.- Análisis de Cargas en Losa de Tinaco

- Tinaco**
 - Peso del Tinaco.....0.027 t
 - Peso del Agua.....1.100 t
 - Suma =.....1.127 t
 - Por 2 tinacos =.....2.254 t
- Losa de Tinaco**
 - $2.06\text{m} \times 2.30\text{m} \times 0.10\text{m} \times 2.4 \text{ t/m}^3 = 1.14 \text{ t}$

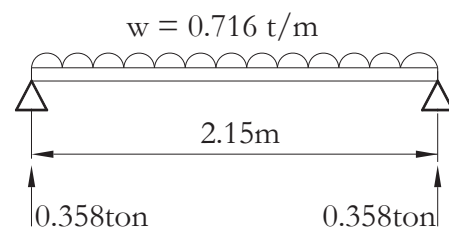
1. Peso del Muro de Apoyo

- $2(0.180 \text{ t/m}^2)(1.40\text{m})(2.06\text{m}) = 1.04 \text{ t}$

$$W_{\text{TINACO}} = 2.254 \text{ t} + 1.14 \text{ t} = 3.394 \text{ t} / (2.06\text{m} \times 2.30\text{m}) = 0.716 \text{ t/m}^2$$

$$M = \frac{wl^2}{8} = \frac{(0.716)(2.15)^2}{8} = 0.414 \text{ t-m}$$

$$M_u = F_C M = (1.4)(0.414) = 0.580 \text{ t-m}$$



3.2.2.- Diseño por flexión (Acero tendido perpendicularmente a los muros de apoyo)

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

Donde:

ρ = Porcentaje de acero necesario

M_u = Momento Ultimo mayor = 58,000 kg-cm.

b = Ancho efectivo = 100cm

d = Peralte efectivo = 7.50cm

F_R = Factor de Reducción por Flexión = 0.90

$f_c'' = (0.80)(0.85)f_c' = (0.80)(0.85)(200) = 136 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

$\rho = 0.00285$

$A_s = \rho b d = 0.00285 (100) (7.50) = 2.14 \text{ cm}^2$

2. Comparando con el $A_{s \min}$

$$A_{s \min} = \rho_{\min} b d = \frac{0.70 \sqrt{f_c'}}{f_y} b d = 1.768 \text{ cm}^2 < 2.14 \text{ cm}^2 \therefore \text{Rige } A_s = 2.14 \text{ cm}^2$$

3. Comparando con el Acero por Temperatura (A_{st})

$$A_{st} = \frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 100)} b = \frac{660 (7.50 \text{ cm})}{4200 (7.50 + 100)} (100) = 1.10 \text{ cm}^2 < 2.14 \text{ cm}^2 \therefore \text{O.K.}$$

4. Armado

Proponiendo Varillas # 3 $a_o = 0.71 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{100 a_o}{A_s} = \frac{100 (0.71 \text{ cm}^2)}{2.14 \text{ cm}^2} = 33.17 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

Comparando $S_{\min}$ y $S_{\max}$

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

$$S_{\max} \leq \begin{cases} 50 \text{ cm} \\ 3.5 x_1 = 3.5 (7.5) = 26.25 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm} \end{cases} \therefore \text{Rige } 25 \text{ cm}$$

Armado Principal

Se usaran Varillas #3 @ 25cm (perpendicular a los muros de apoyo)

3.2.3.- Diseño por cortante

Se verifica que $V_{cR} \geq V_u$

$$V_u = F_c V_{\max} = (1.4) (0.358 \text{ t}) = 0.50 \text{ t}$$

$$V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} = 0.5 (0.80) (100) (7.5) \sqrt{(0.8) (200)} = 3,794.73 \text{ kg} = \mathbf{3.79 \text{ t} > 0.50 \text{ t}}$$

3.2.4.- Revisión por deflexión ($\delta_{\max} \leq \delta_{\text{perm}}$)

$$\delta_{\max} = \frac{5wl^4}{384EI}$$

$$E = 10,000 \sqrt{f_c^*} = 10,000 \sqrt{200} = 141,421.36 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(100)(10)^3}{12} = 8,333.33 \text{ cm}^4$$

$$\delta_{\max} = \frac{5(7.16 \text{ kg/cm})(215)^4}{384(141,421.36)(8,333.33)} = 0.169 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{perm}} = \frac{L}{240} + 0.5 \dots \dots \dots \text{ para miembros que afecten a elementos estructurales}$$

$$\delta_{\text{perm}} = \frac{L}{480} + 0.3 \dots \dots \dots \text{ para miembros que afecten a elementos no estructurales}$$

$$\delta_{\text{perm}} = \frac{215}{480} + 0.3 = 0.75 \text{ cm} \quad \delta_{\max} < \delta_{\text{perm}} \quad \therefore \text{El peralte es adecuado.}$$

3.2.5.- Acero por Temperatura (dirección paralela a los muros de apoyo)

$$A_{st} = \frac{660x_1}{f_y(x_1 + 100)}$$

Donde:

$$x_1 = d, \quad f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{st} = \frac{660(7.50)}{(4,200)(7.50 + 100)} = 0.011 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 1.10 \text{ cm}^2$$

5. Armado por temperatura

Proponiendo Varillas # 3 $a_o = 0.71 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{100a_o}{A_s} = \frac{100(0.71 \text{ cm}^2)}{1.10 \text{ cm}^2} \approx 64.5 \text{ cm}$$

Comparando $S_{\min}$ y $S_{\max}$

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

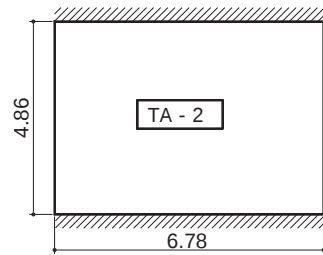
$$S_{\max} \leq \begin{cases} 50 \text{ cm} \\ 3.5x_1 = 3.5(7.5) = 26.25 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm} \end{cases} \therefore \text{Rige } 25 \text{ cm}$$

Se usaran Varillas #3 @ 25cm (paralelo a los muros de apoyo)

3.3.- Diseño de losas de entrepiso (P.B., N1 y N2)

Datos:

- Concreto clase II ($f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$)
- $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
- $w = 0.585 \text{ t/m}^2$
- Unión NO monolítica con muro.



El tablero elegido es el denominado TA - 2 (4.86m x 6.78m) ubicado entre los ejes 6 y 8 horizontal y entre A y E vertical (ver fig. 1.2.2). Para efecto de tomar los valores de a_1 y a_2 (claro corto y largo respectivamente), se tomarán las medidas de centro a centro, debido a que es lo que marca el RCDF – NTC – Concreto en la tabla 6.1 pág. 50, para losas no monolíticas en sus apoyos.

3.3.1.- Peralte mínimo

$$\text{Perímetro} = 4.86 + 2(6.78) + 1.50(4.86) = 25.71\text{m}$$

$$f_s = 0.60 f_y = 2,520 \text{ kg/cm}^2$$

$$w = 0.585 \text{ t/m}^2 > 0.380 \text{ t/m}^2 \therefore \text{se aplica factor de corrección}$$

$$d_{\min} = \frac{\text{Perímetro}}{170} (0.032^4 \sqrt{f_s w}) = \frac{2,571\text{cm}}{170} (0.032^4 \sqrt{(2,520 \text{ kg/cm}^2)(585 \text{ kg/m}^2)}) = 16.86\text{cm}$$

$\therefore d_{\min} = 16.86\text{cm} + 2.50\text{cm}$ de recubrimiento = $19.36\text{cm} \approx 20\text{cm}$ de espesor de losa, por lo tanto el análisis de cargas considerado es correcto y la losa se resolverá utilizando un sistema reticular.

Se procede a comprobar que la separación entre nervaduras sea la adecuada.

$s \leq \frac{L}{6}$, siendo “s” la separación centro a centro de nervaduras y “L” la longitud del tablero en dirección paralela a la nervadura.

$$50\text{cm} < \frac{486\text{cm}}{6} = 81\text{cm} \therefore \text{O.K.}$$

TABLERO II	MOMENTO	CLARO	COEFICIENTE			M_u (t - m)
			0.70	0.80	0.717	
$a_1 = 4.86\text{m}$ $a_2 = 6.78\text{m}$ $m = 0.717$ $w = 0.685$	Negativo en bordes int.	CORTO	478	431	470.01	0.909
		LARGO	392	369	388.13	0.751
	Negativo en bordes disc.	CORTO	0	0	0	0
		LARGO	0	0	0	0
	Positivo	CORTO	261	219	253.94	0.491
		LARGO	140	137	139.50	0.270

$$M_u = F.C. (coef. \times 10^{-4}) (w) (a_1^2) ; F.C. = 1.4$$

Conociendo que en un metro solo caben 2 nervaduras de 10cm de espesor, las dimensiones efectivas son como se ilustra en la fig. 3.4.

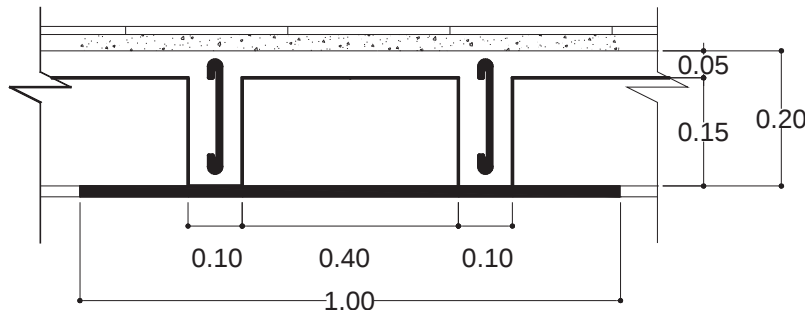


Fig. 3.4

Por lo tanto el ancho efectivo es $b = 20\text{cm}$, con un peralte $d = 17.50\text{cm}$.
 $f_c'' = 200 \times 0.8 \times 0.85$
 $f_c'' = 136 \text{ kg/cm}^2$

3.3.2.- Diseño por Flexión de Nervadura Tipo NT – 1E y NL – 1E para uniformizar el armado de nervaduras y de esa manera hacer más ágil y rápida la construcción.

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

Donde:

ρ = Porcentaje de acero necesario

M_u = Momento Ultimo mayor = 90,938 kg-cm.

b = Ancho efectivo = 20cm

d = Peralte efectivo = 17.50cm

F_R = Factor de Reducción por Flexión = 0.90

$$\rho = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(90,938)}{(0.90)(20)(17.50)^2 (136)}} \right] \frac{136}{4200} = \rho_{req} = 0.00420$$

a.-) Comparando con el Porcentaje de acero mínimo

$$\rho_{min} = \frac{0.70\sqrt{f_c''}}{f_y} = \frac{0.70\sqrt{136}}{4200} = 0.0024 \ll 0.0042 \therefore O.K.$$

b.-) Comparando con el Porcentaje de acero por Temperatura

$$\rho_{st} = 0.002 \ll 0.0042 \therefore O.K.$$

c.-) Se obtiene el área de acero requerida ($A_{s_{req}}$)

$$A_{s_{req}} = \rho b d = (0.0042)(20)(17.50) = 1.47\text{cm}^2 \text{ por 2 nervaduras de 10cm}$$

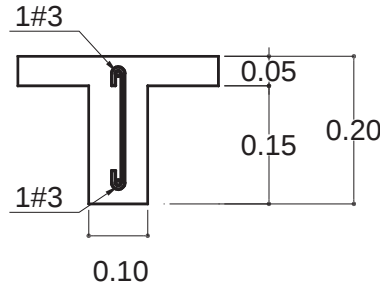
$$\therefore 1.47/2 = 0.735\text{cm}^2 \text{ por cada nervadura.}$$

d.-) Armado

Proponiendo varillas del #3 $a_i = 0.71\text{cm}^2$

$$\text{No. Varillas} = 0.735\text{cm}^2 / 0.71\text{cm}^2 = 1.04 \therefore 1 \# 3 \text{ (Armado negativo)}$$

Para el armado por momento positivo tenemos un momento de 0.491 t-m, poco más de la mitad que para el negativo, por lo tanto por analogía se necesitará solo una varilla del # 3.



3.3.3.- Diseño por Cortante

$$V_u = \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left[0.95 - 0.50 \left(\frac{a_1}{a_2} \right) \right] w_u = \left(\frac{4.86}{2} - 0.175 \right) \left[0.95 - 0.50 \left(\frac{4.86}{6.78} \right) \right] (0.585)(1.4)$$

$V_u = 1.26$ t, pero se aumenta en un 15% por ser un tablero con lados discontinuos y continuos.

$$V_u = 1.15 \times 1.26 = 1.45 \text{ t}$$

$$V_{cR} = 0.50 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{cR} = 0.50(0.8)(20)(17.50)\sqrt{(0.80)(200)} = 1,770.88 \text{ kg}$$

$$V_{cR} = 1.77 > 1.45 \text{ t}$$

∴ El armado mínimo será **Es #2@20cm**

Los 10 tableros de entrepiso restantes son analizados por medio de computadora, con ayuda de un programa hecho en Excel, que realiza exactamente el mismo procedimiento descrito anteriormente para el tablero TA – 2 de entrepiso. La carga de diseño actuante sobre el área de entrepiso es de 0.585 t/m², pero existe algunos casos especiales, como lo es el tablero denominado TA – 10 que además de la carga uniformemente repartida, tendrá que soportar una carga lineal producida por un muro divisorio. Otro caso especial será el de las losas de baño (TA – 7 y TA – 9), que por cuestión de funcionalidad y facilidad en el ensamble de instalaciones sanitarias serán losas macizas, que tendrán en su lecho inferior la misma cota que las losas nervadas, y en la parte superior se rellenará con tepetate para alcanzar el nivel de piso deseado (charolas).

Los resultados del análisis de los tableros de entrepiso restantes se encuentran en el **ANEXO B**, al final de este trabajo.

3.4.- Casos especiales

3.4.1.- Tablero TA – 10, muro divisorio sobre losa

Carga Actuante en tablero TA – 10 (entrepiso)

- Carga de diseño = 0.685 t/m^2
- Muro divisorio paralelo al lado corto

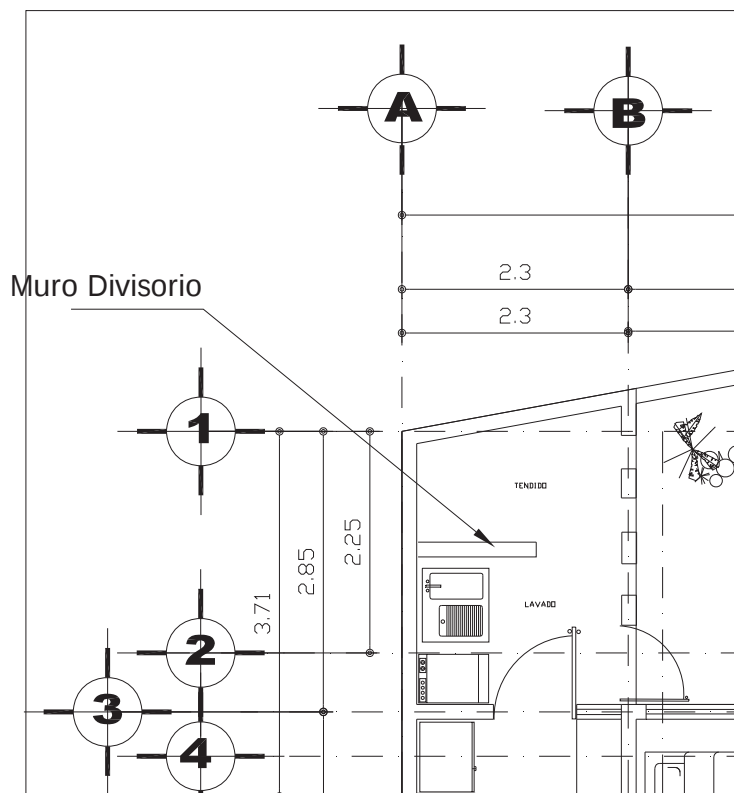


Fig. 3.5.- Muro divisorio en TA – 10

- Obtención del peso del muro

YESO / MORTERO – MORTERO / YESO					
MATERIAL	YESO	MORTERO	TABIQUE	MORTERO	YESO
ESPESOR	0.015	0.02	0.12	0.02	0.015
P.VOL.	1500	1500	1500	1500	1500
W (kg/m ²)	22.5	30	180	30	22.5

Peso muro = $285 \text{ kg/m}^2 \times 2.50\text{m} \times 1.22\text{m} = 869.25 \text{ kg} / (2.23\text{m} \times 3.0\text{m})$

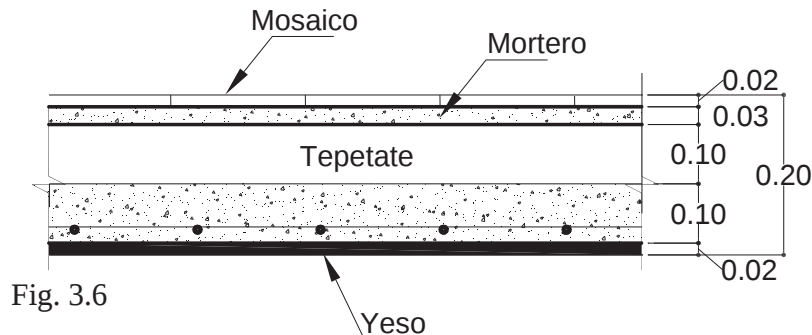
Peso muro = $129.93 \text{ kg/m}^2 \times \text{Factor de tabla 6.2 de las NTC – Concreto, pág. 51}$

Peso muro = $129.93 \text{ kg/m}^2 \times 1.462 = 189.96 \text{ kg/m}^2$

Carga Total = $0.685 \text{ t/m}^2 + 0.190 \text{ t/m}^2 = 0.875 \text{ t/m}^2$

3.4.2.- Tableros TA – 7 y TA – 9, charolas para baños

a.-) Análisis de cargas para losa maciza



<i>MATERIAL</i>	<i>ESPESOR (m)</i>	<i>PESO VOL. (t/m3)</i>	<i>w (t/m2)</i>
Mosaico	-----	-----	0.035
Mortero	0.030	2.00	0.060
Tepetate	0.100	1.60	0.160
Losa	0.110	2.40	0.264
Yeso	0.020	1.50	0.030
Suma = CM =			0.550

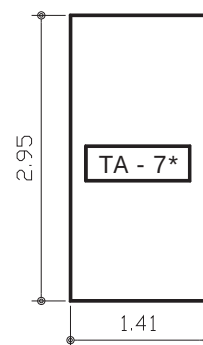
$$CM = 0.550 \text{ t/m}^2 + 0.040 \text{ t/m}^2 = 0.590 \text{ t/m}^2$$

<i>CARGAS PERMANENTES (t/m2)</i>	<i>CARGAS ACCIDENTALES (t/m2)</i>
CM = 0.590	CM = 0.590
CV = 0.170	CV = 0.090
CT_S = 0.760	CT_A = 0.680

b.-) Diseño de losa maciza de baños

Datos:

1. Concreto clase II ($f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$)
2. $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
3. $w = 0.760 \text{ t/m}^2$
4. Unión NO monolítica con muro.



Charola (Losa maciza)

Se considera unión no monolítica con muro debido a que la losa será colada en el nivel inferior del cerramiento, por lo que este último no le podría brindar la suficiente rigidez o sujeción al muro, además de que este tablero, se idealizaría como una losa aislada, discontinua en todos sus bordes.

Se analiza el tablero más desfavorable con el objeto de encontrar el peralte mínimo que registrará el espesor de la losas de baño, para este efecto el tablero elegido es el denominado TA - 7 (2.95m x 1.41m) ubicado entre los ejes 2 y 5 horizontal y entre C y E vertical (ver fig. 1.2.2). Para efecto de tomar los valores de a_1 y a_2 (claro corto y largo respectivamente), se tomarán las medidas de centro a centro, debido a que es lo que marca el RCDF – NTC – Concreto en la tabla 6.1 pág. 50, para losas no monolíticas en sus apoyos.

Como la losas en análisis estarán rodeadas por losas aligeradas, el anclaje de las varillas se dará en el cerramiento, por lo que para cuestión de diseño se idealiza como una losa aislada.

$$\mathbf{b.1.-) Perímetro = 3.00 (2.95 + 1.41) = 13.08m}$$

$$f_s = 0.60 f_y = 2,520 \text{ kg/cm}^2$$

$$w = 0.760 \text{ t/m}^2 > 0.380 \text{ t/m}^2 \therefore \text{se aplica factor de corrección}$$

$$d_{\min} = \frac{\text{Perímetro}}{170} (0.032^4 \sqrt{f_s w}) = \frac{1,308 \text{ cm}}{170} (0.032^4 \sqrt{(2,520 \text{ kg/cm}^2)(760 \text{ kg/m}^2)}) = 9.15 \text{ cm}$$

$$\therefore d_{\min} = 9.15 \text{ cm} + 2.00 \text{ cm de recubrimiento} \approx 11 \text{ cm de espesor de losa, por lo tanto el análisis de cargas considerado es correcto y la losa se tendrá un espesor de 11 cm.}$$

TABLERO II	MOMENTO	CLARO	COEFICIENTE			M_U (t – m)
			0.00	0.50	0.478	
$a_1 = 1.41 \text{ m}$ $a_2 = 2.95 \text{ m}$ $m = 0.478$ $w = 0.760$	Negativo en bordes int.	CORTO	0	0	0	0
		LARGO	0	0	0	0
	Negativo en bordes disc.	CORTO	0	0	0	0
		LARGO	0	0	0	0
	Positivo	CORTO	1,670.00	1,380.00	1,392.78	0.295
		LARGO	250.00	830.00	804.441	0.171

$$M_u = F.C. (coef. \times 10^{-4}) (w) (a_1^2) ; F.C. = 1.4$$

b.2.-) Diseño por Flexión

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

Donde:

ρ = Porcentaje de acero necesario

M_u = Momento último mayor = 29,500 kg-cm.

b = Ancho efectivo = 100cm

d = Peralte efectivo = 9.00cm

F_R = Factor de Reducción por Flexión = 0.90

$$\rho = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(29,500)}{(0.90)(100)(9.00)^2 (136)}} \right] \frac{136}{4200} = \rho_{req} = 0.00098$$

b.2.1.-) Comparando con el porcentaje de acero mínimo

$$\rho_{\min} = \frac{0.70\sqrt{f_c}}{f_y} = \frac{0.70\sqrt{136}}{4200} = 0.0024 \gg 0.00098 \therefore \text{Rige } \rho_{\min} = 0.0024$$

b.2.2.-) Comparando con el porcentaje de acero por temperatura

$$\rho_{st} = 0.002 \ll 0.0024 \therefore \text{O.K.}$$

b.2.3.-) Se obtiene el área de acero requerida ($A_{s_{req}}$)

$$A_{s_{req}} = \rho b d = (0.0024)(100)(9.00) = 2.16 \text{ cm}^2 / \text{metro}$$

b.2.4.-) Armado

Proponiendo varillas del #3 $a_i = 0.71 \text{ cm}^2$

$$\text{No. Varillas} = 2.16 \text{ cm}^2 / 0.71 \text{ cm}^2 = 3 \text{ varillas}$$

$$\text{Separación} = 100 \text{ cm} / 3 = 33.33 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

b.2.5.-) Comparando $S_{\min}$ y $S_{\max}$

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

$$S_{\max} \leq \begin{cases} 50 \text{ cm} \\ 3.5x_1 = 3.5(9.00) = 31.50 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm} \end{cases} \therefore \text{Rige } 30 \text{ cm}$$

Armado en lecho inferior (+)

Se usaran Varillas #3 @ 30cm (perpendicular al lado corto)

Para el armado por momento negativo tenemos un momento de 0.000 t-m, debido a que la consideración de apoyos fue no monolítica, sin embargo, la losa si se armará por momento negativo con el acero por temperatura ($\rho = 0.002$), dando un $A_s = 1.8 \text{ cm}^2$, por lo que da un armado con **varillas #3@30cm, en lecho superior**.

b.3.-) Diseño por Cortante

$$V_u = \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left[0.95 - 0.50 \left(\frac{a_1}{a_2} \right) \right] w_u = \left(\frac{1.41}{2} - 0.09 \right) \left[0.95 - 0.50 \left(\frac{1.41}{2.95} \right) \right] (0.760)(1.4)$$

$$V_u = 0.47 \text{ t}$$

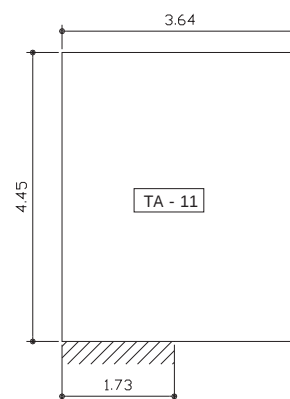
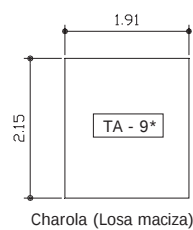
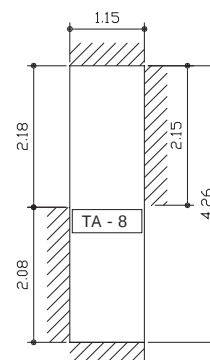
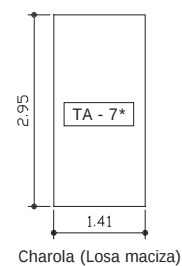
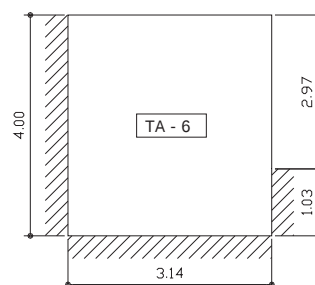
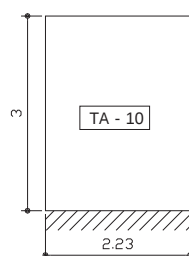
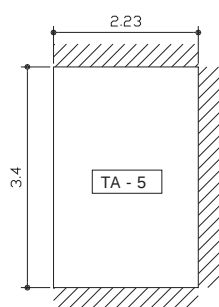
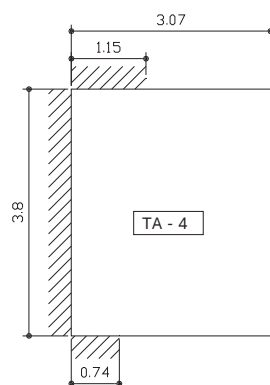
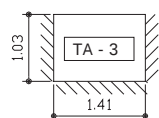
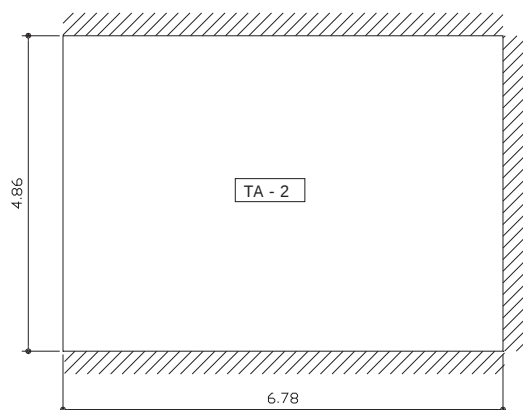
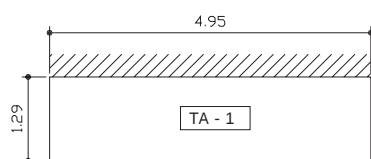
$$V_{cR} = 0.50 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{cR} = 0.50(0.8)(100)(9.00)\sqrt{(0.80)(200)} = 4,553.68 \text{ kg}$$

$$V_{cR} = 4.55 \text{ t} \gg 0.47 \text{ t} \therefore \text{O.K.}$$

A continuación se muestra la configuración de los tableros de entrepiso, y los resultados de su análisis se encuentran en el **ANEXO B**, al final de este trabajo.

TABLEROS DE LOSA DE ENTEPISO



3.5.- Ajuste de momentos en tableros adyacentes de azotea

En la siguiente figura se presentan los momentos negativos resultantes del análisis de los 11 tableros de azotea en kg - m, fig. 3.7.

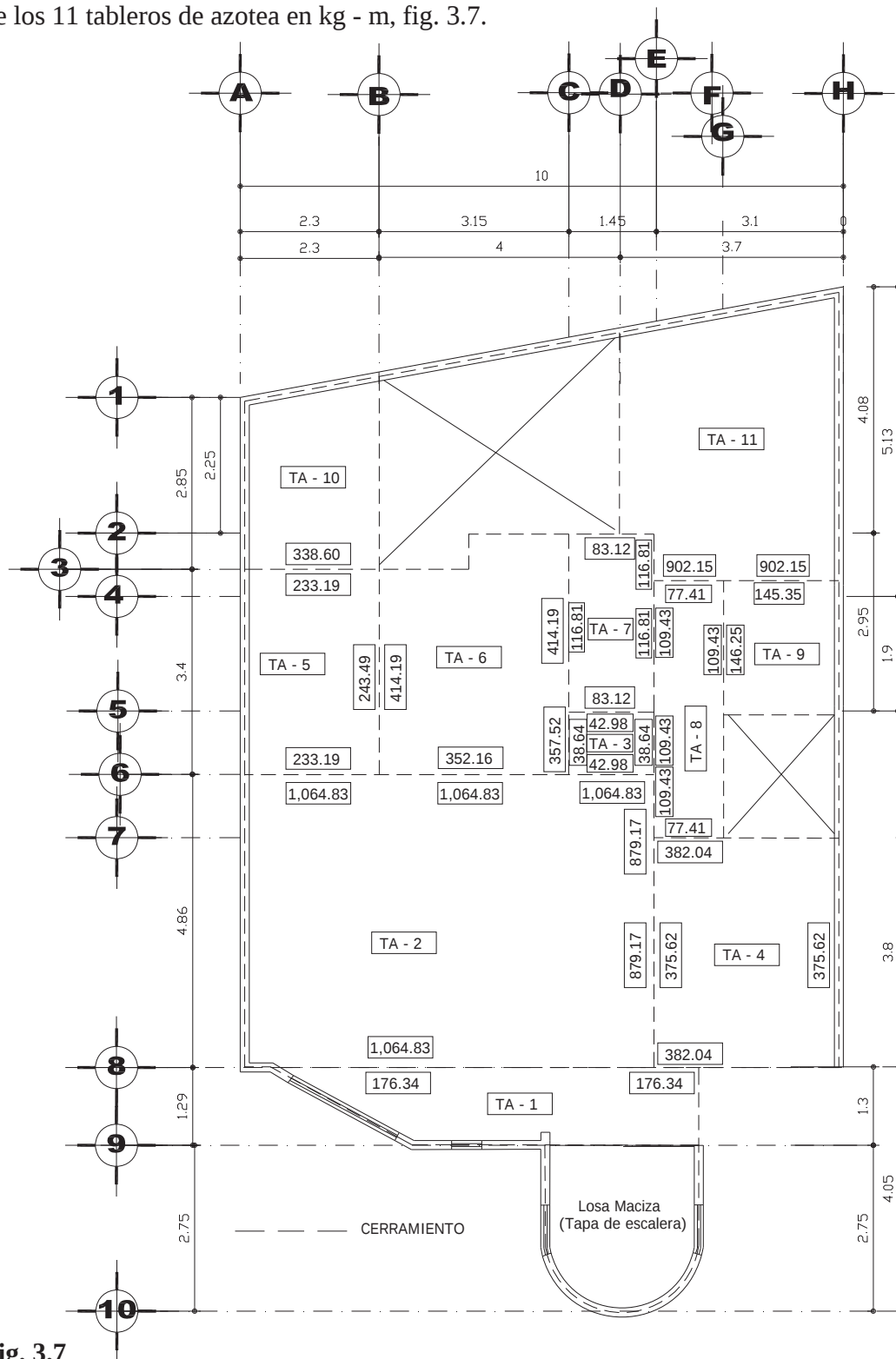
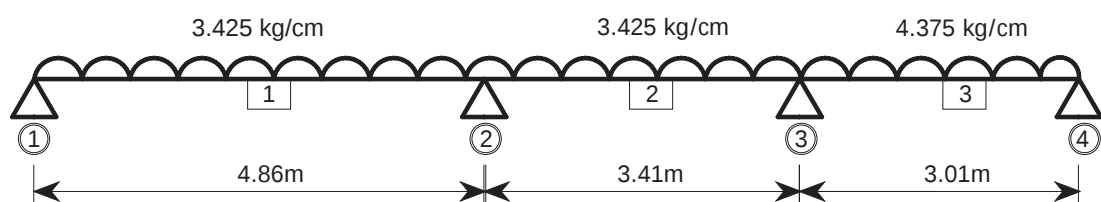


Fig. 3.7

Como se puede observar en la fig. 3.7, varios de los momentos colindantes difieren en más del 50%, debido a la diferencia de tamaños, por lo que en estos casos la solución más práctica será pasar el armado del momento mayor. Si se deseará realizar el ajuste de momentos en estos casos, el armado resultante seguiría siendo el mismo que el que nos arroja el momento más alto, sin embargo para ejemplificar dicha hipótesis, se tomará una sola nervadura y su respectiva área tributaria y se equilibrará conforme el método de rigideces, dicho cálculo no es 100% real debido a que se estaría considerando que la nervadura en cuestión trabaja en una sola dirección lo cual es falso, pero para fines de estimar la distribución de momentos es razonable.

Tomando como ejemplo los tableros adyacentes TA – 2, TA – 5 y TA – 10, resulta la siguiente viga.



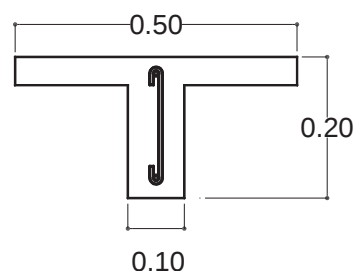
$$w = (0.685 \text{ t/m}^2)(0.50\text{m}) = 0.3425 \text{ t/m} = 3.425 \text{ kg/cm}$$

$$w = (0.875 \text{ t/m}^2)(0.50\text{m}) = 0.4375 \text{ t/m} = 4.375 \text{ kg/cm}$$

$$E = 10,000 \sqrt{f'_c} = 10,000 \sqrt{200} = 141,421.36 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{(10)(20)^3}{12} = 6,666.67 \text{ cm}^4$$

$$A = 10 \times 20 = 200 \text{ cm}^2$$



Con la ayuda de un programa de equilibrio de nudos hecho en lenguaje Fortran, el cual se proporcionó durante el curso de titulación de “PROYECTO ESTRUCTURAL DE UNA CASA HABITACIÓN”.

FUERZAS ACTUANTES EN LAS BARRAS (b/n)

BARRA	NUDO	AXIAL	CORTANTE	MOMENTO
1	1	.0000	670.1007	.0000
	2	.0000	994.4493	-78816.7066
2	2	.0000	798.9370	78816.7066
	3	.0000	368.9880	-5510.4165
3	3	.0000	18.3070	5510.4165
	4	.0000	- 18.3070	.0000

Estando equilibrados los momentos en el nudo 2, el cual originalmente tiene el conflicto de que estos difieren en más del 50% (1,064.83 kg-m vs. 233.19 kg-m), y que ahora resulta un momento en equilibrio de 78,816.71 kg-cm. entre los dos nudos, se procede a diseñar por flexión la cantidad de acero necesaria para cubrir dicho momento.

a.-) Diseño por flexión

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

$$\rho = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(78,816.71)}{(0.90)(10)(17.50)^2(136)}} \right] \frac{136}{4200} = \rho_{req} = 0.00773$$

1.-) Comparando con el porcentaje de acero mínimo

$$\rho_{min} = \frac{0.70 \sqrt{f_c''}}{f_y} = \frac{0.70 \sqrt{136}}{4200} = 0.0024 \ll 0.00773 \therefore O.K.$$

2.-) Comparando con el porcentaje de acero por temperatura

$$\rho_{st} = 0.002 \ll 0.00773 \therefore O.K.$$

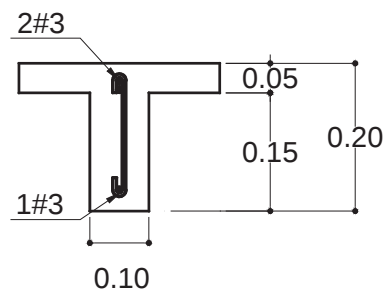
3.-) Se obtiene el área de acero requerida ($A_{s_{req}}$)

$$A_{s_{req}} = \rho b d = (0.00773)(10)(17.50) = 1.353 \text{ cm}^2 \text{ por 1 nervadura de 10cm}$$

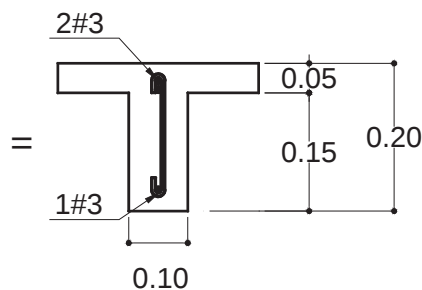
4.-) Armado

Proponiendo varillas del #3 $a_i = 0.71 \text{ cm}^2$

$$\text{No. Varillas} = 1.353 \text{ cm}^2 / 0.71 \text{ cm}^2 = 1.91 \therefore 2 \# 3 \text{ (Armado negativo)}$$



Equilibrando momentos



Tomando solo el momento mayor

b.-) Diseño por Cortante

$$V_u = 0.995 \text{ t}$$

$$V_{cR} = 0.50 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{cR} = 0.50(0.8)(10)(17.50) \sqrt{(0.80)(200)} = 885.44 \text{ kg}$$

$$V_{cR} = 0.885 \text{ t} < 0.995 \text{ t}$$

$$V_{sR} = V_u - V_{cR} = 0.11 \text{ t}$$

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

Donde:

s = Separación de estribos

$$F_R = 0.80$$

A_v = Área de acero de las ramas de los estribos

$f_y = 2,350 \text{ kg/cm}^2$, debido a que se proponen varillas #2, (6.35mm)

d = 17.50 cm.

$$A_v = 2a_i = 2(0.32 \text{ cm}^2) = 0.64 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{(0.80)(0.64)(2,350)(17.50)}{110} = 191.42 \text{ cm.}$$

$$S_{\min} = 6.00 \text{ cm}$$

La separación máxima de estribos para nervaduras se da en las NTC – Concreto, secc. 2.5.9.5, pág. 27, en la que cita que la separación entre estribos se calcula con la ecuación desarrollada anteriormente, afectada por un valor de 0.85, y el resultado no debe ser mayor que d / 3, y en ningún caso mayor a 20cm.

$$s = 0.85 (191.42) = 162.71 \text{ cm} \gg 20 \text{ cm} \therefore \text{El armado mínimo será Es \#2@20cm}$$

CONCLUSIONES

Como se observa en los resultados anteriores, tanto la flexión como el cortante arrojaron los mismos armados que si solo se hubiera considerado el momento actuante más grande en colindancia, por lo que para el caso de los momentos que difieran en más del 50% se pasará el armado negativo y positivo del mayor de ellos, y para el caso de los que no difieran en más del 50% se hará equilibrio de momentos.

1.-) Ajuste de momentos entre TA – 5 y TA – 10 (233.19 kg-m vs. 338.60 kg-m)

- Cálculo de la rigidez de los tableros = $k = \frac{d^3}{a_1}$
- Factor de distribución = $f_d = \frac{k_i}{\sum k}$
- Momento de empotramiento = M_R
- Momento de desequilibrio = $M_d = M_{Ri} - M_{Rj}$
- Momento distribuido = $M_{dist} = -f_d(M_d)$
- Momento ajustado = $M_{aj} = M_R + M_{dist}$

Datos:

Para TA – 5 Para TA – 10
 d = 17.50cm d = 17.50cm
 a₁ = 223.00cm a₁ = 223.00cm

Tableros	TA – 5	TA – 10
Momentos actuantes	233.19 kg -cm.	338.60 kg-cm.
k	24.03 kg /cm.	24.03 kg /cm.
f_d	0.50	0.50
M_R	233.19 kg -cm.	-338.60 kg- cm.
$M_d = M_{Ri} - M_{Rj}$	-105.41 kg – cm.	
$M_{dist} = -f_d(M_d)$	52.71	52.71
$M_{aj} = M_R + M_{dist}$	285.90 kg – cm.	-285.90 kg - cm.

2.-) Ajuste de momentos entre TA – 5 y TA – 6 (243.49 kg-m vs. 357.52 kg-m)**Datos:**

Para TA – 5 Para TA – 6
 d = 17.50cm d = 17.50cm
 a₁ = 223.00cm a₁ = 314.00cm

Tableros	TA – 5	TA – 6
Momentos actuantes	243.49 kg -cm.	357.52 kg-cm.
k	24.03 kg /cm.	17.07 kg /cm.
f_d	0.58	0.42
M_R	243.49 kg -cm.	-357.52 kg- cm.
$M_d = M_{Ri} - M_{Rj}$	-114.03 kg – cm.	
$M_{dist} = -f_d(M_d)$	66.68	47.35
$M_{aj} = M_R + M_{dist}$	310.17 kg – cm.	-310.17 kg - cm.

3.-) Ajuste de momentos entre TA – 7 y TA – 8 (116.81 kg-m vs. 109.43 kg-m)**Datos:**

Para TA – 7 Para TA – 8
 $d = 17.50\text{cm}$ $d = 17.50\text{cm}$
 $a_1 = 141.00\text{cm}$ $a_1 = 115.00\text{cm}$

Tableros	TA – 7	TA – 8
Momentos actuantes	116.81 kg -cm.	109.43 kg-cm.
k	38.01 kg /cm.	46.60 kg /cm.
f_d	0.45	0.55
M_R	116.81 kg -cm.	-109.43 kg- cm.
$M_d = M_{Ri} - M_{Rj}$	7.38 kg – cm.	
$M_{dist} = -f_d(M_d)$	-3.32	-4.06
$M_{aj} = M_R + M_{dist}$	113.49 kg – cm.	-113.49 kg - cm.

4.-) Ajuste de momentos entre TA – 8 y TA – 9 (109.43 kg-m vs. 146.25 kg-m)**Datos:**

Para TA – 8 Para TA – 9
 $d = 17.50\text{cm}$ $d = 17.50\text{cm}$
 $a_1 = 115.00\text{cm}$ $a_1 = 191.00\text{cm}$

Tableros	TA – 8	TA – 9
Momentos actuantes	109.43 kg -cm.	146.25 kg-cm.
k	46.60 kg /cm.	28.06 kg /cm.
f_d	0.62	0.38
M_R	109.43 kg -cm.	-146.25 kg- cm.
$M_d = M_{Ri} - M_{Rj}$	-36.82 kg – cm.	
$M_{dist} = -f_d(M_d)$	-22.98	-13.84
$M_{aj} = M_R + M_{dist}$	132.41 kg – cm.	-132.41 kg - cm.

3.5.1.-) Diseño por flexión

Tomando el momento equilibrado mayor el cual resulta ser 310.17 kg –m se tiene:

$$\rho = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f_c''}} \right] \frac{f_c''}{f_y} = \rho_{req} = 0.00137$$

a.-) Comparando con el Porcentaje de acero mínimo

$$\rho_{\min} = \frac{0.70\sqrt{f_c}}{f_y} = \frac{0.70\sqrt{136}}{4200} = 0.0024 > 0.00137 \therefore \text{Rige } \rho_{\min}$$

b.-) Comparando con el Porcentaje de acero por Temperatura

$$\rho_{st} = 0.002 \ll 0.0024 \therefore \text{O.K.}$$

c.-) Se obtiene el área de acero requerida ($A_{s_{req}}$)

$$A_{s_{req}} = \rho b d = (0.0024)(20)(17.50) = 0.84 \text{ cm}^2 \text{ por 2 nervaduras de 10cm}$$

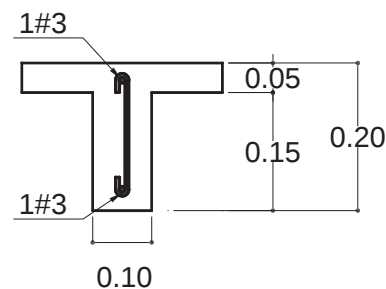
$$\therefore 0.84/2 = 0.42 \text{ cm}^2 \text{ por cada nervadura.}$$

d.-) Armado

Proponiendo varillas del #3 $a_i = 0.71 \text{ cm}^2$

$$\text{No. Varillas} = 0.42 \text{ cm}^2 / 0.71 \text{ cm}^2 = 0.59$$

$\therefore$ **1 # 3 (Armado negativo)**



3.5.2.-) Diseño por Cortante

Para tomar el diseño por cortante de la losa en general, se toma el cortante mayor actuante en la losa de azotea que resulta ser de 1,471.248 kg

$$V_u = 1.47 \text{ t}$$

$$V_{cR} = 0.50 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{cR} = 0.50(0.8)(20)(17.50)\sqrt{(0.80)(200)} = 1,770.88 \text{ kg}$$

$$V_{cR} = 1.77 \text{ t} > 1.47 \text{ t}$$

La separación máxima de estribos para nervaduras se da en las NTC – Concreto, secc. 2.5.9.5, pág. 27, en la que cita que la separación entre estribos se calcula con la siguiente ecuación:

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

$$F_R = 0.80$$

A_v = Área transversal del refuerzo por cortante, comprendido en una distancia “s”.

$$V_{sR} = \text{Fuerza cortante de diseño que toma el acero transversal} = (V_{sR} = V_u - V_{cR})$$

Afectada por un valor de 0.85, y el resultado no debe ser mayor que $d / 3$, y en ningún caso mayor a 20cm.

$\therefore$ El armado mínimo será **Es #2@20cm**

3.6.- Ajuste de momentos en tableros adyacentes de entrepiso

En la siguiente figura se presentan los momentos negativos resultantes del análisis de los 11 tableros de entrepiso en kg - m, fig. 3.8.

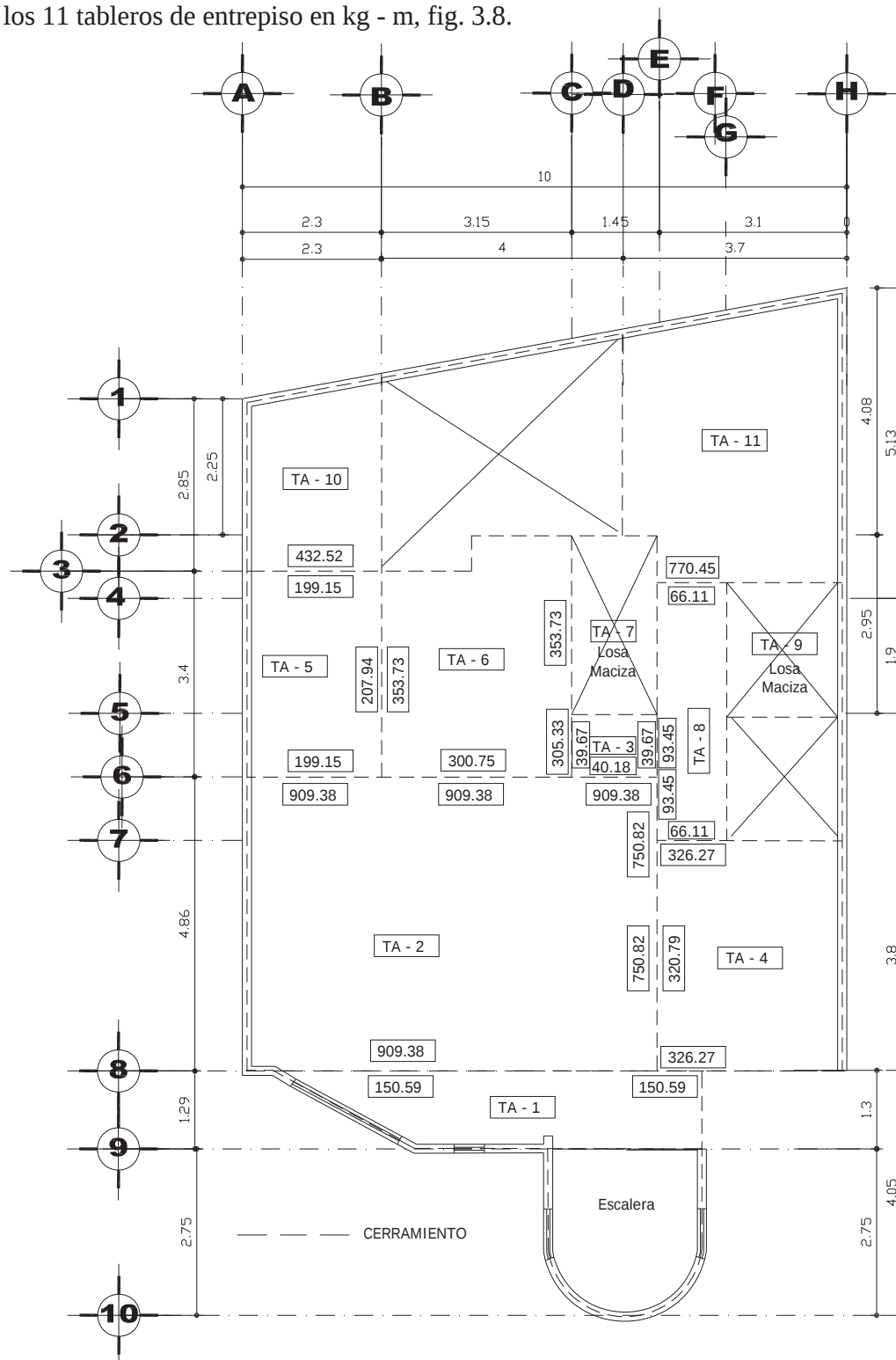


Fig. 3.8

1.-) Ajuste de momentos entre TA – 5 y TA – 6 (207.94 kg-m vs. 305.33 kg-m)**Datos:**

Para TA – 5 Para TA – 6
 $d = 17.50\text{cm}$ $d = 17.50\text{cm}$
 $a_1 = 223.00\text{cm}$ $a_1 = 314.00\text{cm}$

Tableros	TA – 8	TA – 9
Momentos actuantes	207.94 kg -cm.	305.33 kg-cm.
k	24.03 kg /cm.	17.07 kg /cm.
f_d	0.58	0.42
M_R	207.94 kg -cm.	-305.33 kg- cm.
$M_d = M_{Ri} - M_{Rj}$	-97.39 kg – cm.	
$M_{dist} = -f_d (M_d)$	56.95	40.44
$M_{aj} = M_R + M_{dist}$	264.89 kg – cm.	-264.89 kg - cm.

3.6.1.- Diseño por flexión

$$\rho = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f_c''}} \right] \frac{f_c''}{f_y} = \rho_{req} = 0.00117$$

a.-) Comparando con el porcentaje de acero mínimo

$$\rho_{min} = \frac{0.70 \sqrt{f_c''}}{f_y} = \frac{0.70 \sqrt{136}}{4200} = 0.0024 > 0.00117 \therefore \text{Rige } \rho_{min}$$

b.-) Comparando con el porcentaje de acero por temperatura

$$\rho_{st} = 0.002 \ll 0.0024 \therefore O.K.$$

c.-) Se obtiene el área de acero requerida ($A_{s_{req}}$)

$$A_{s_{req}} = \rho b d = (0.0024)(20)(17.50) = 0.84 \text{ cm}^2 \text{ por 2 nervaduras de } 10\text{cm}$$

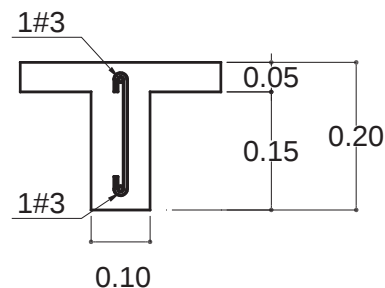
$$\therefore 0.84 / 2 = 0.42 \text{ cm}^2 \text{ por cada nervadura.}$$

d.-) Armado

$$\text{Proponiendo varillas del \#3 } a_1 = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. Varillas} = 0.42 \text{ cm}^2 / 0.71 \text{ cm}^2 = 0.59$$

$\therefore 1 \# 3$ (Armado negativo)



3.6.2.-) Diseño por Cortante

Para tomar el diseño por cortante de la losa en general, se toma el cortante mayor actuante en la losa de azotea que resulta ser de 1,256.467 kg

$$V_u = 1.26 \text{ t}$$

$$V_{cR} = 0.50 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{cR} = 0.50(0.8)(20)(17.50)\sqrt{(0.80)(200)} = 1,770.88 \text{ kg}$$

$$V_{cR} = 1.77 \text{ t} > 1.26 \text{ t}$$

∴ El armado mínimo será **Es #2@20cm**

3.7.- Croquis de Armados

3.7.1.- Losa Reticular de Azotea

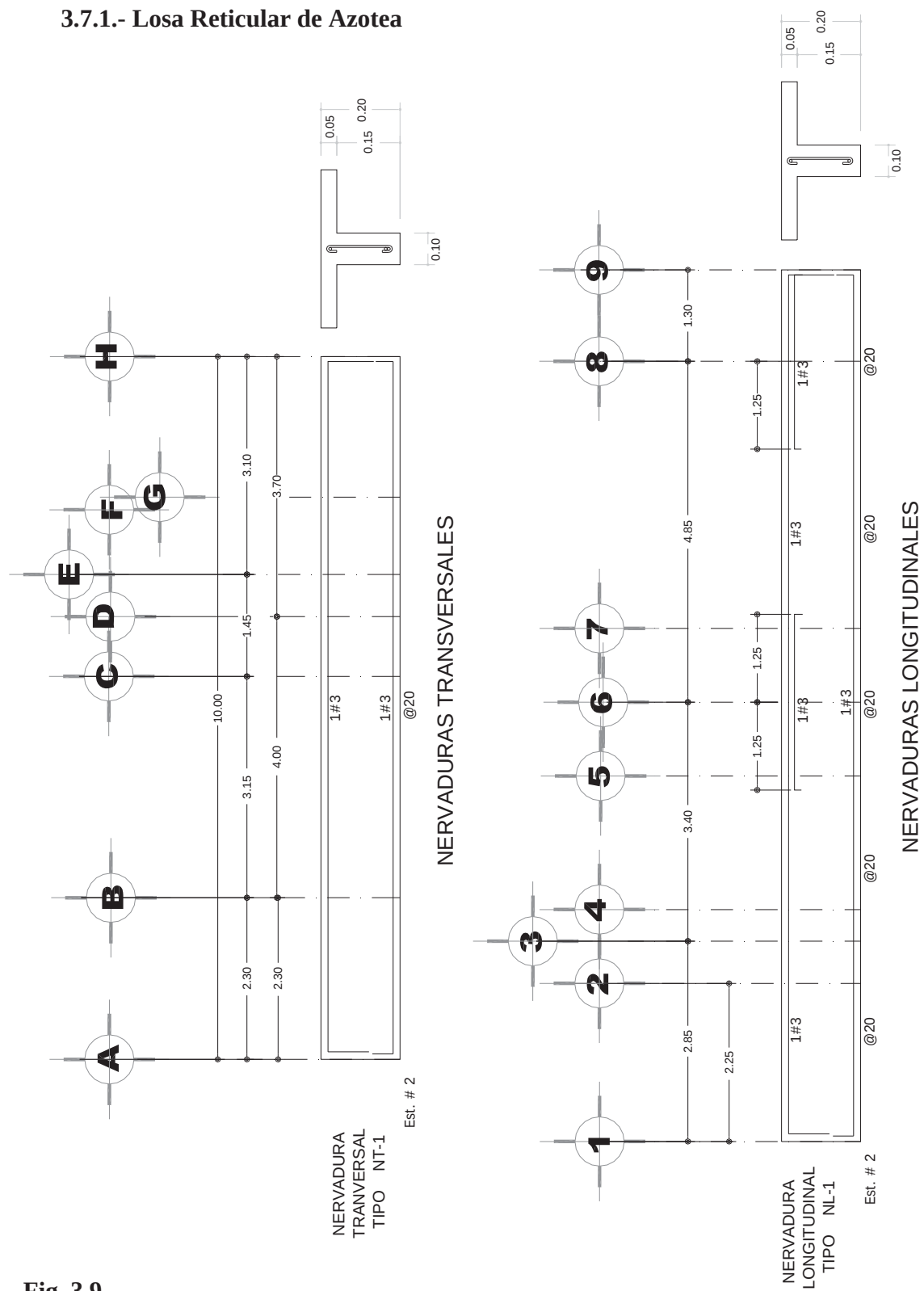
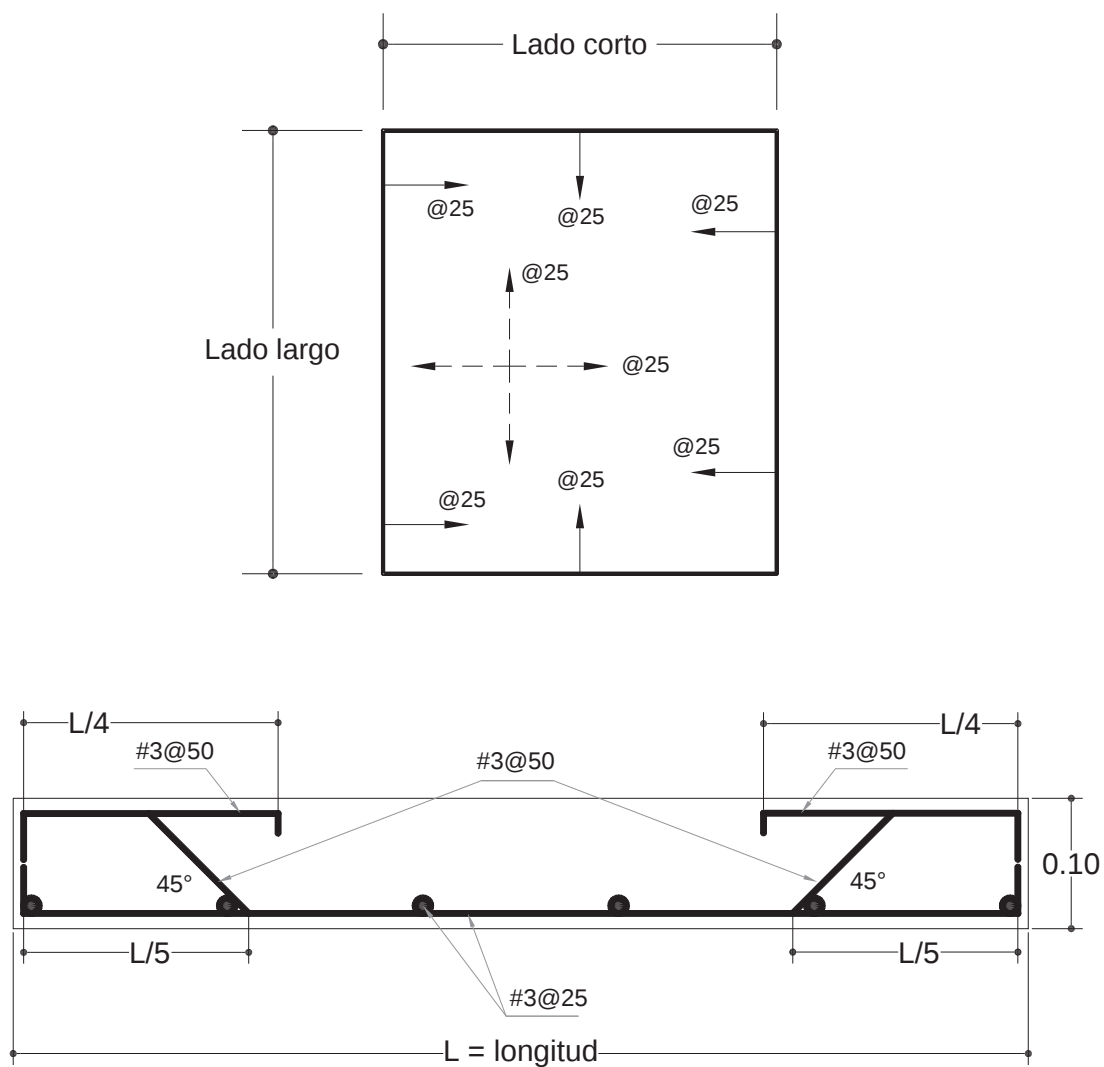


Fig. 3.9

3.7.2.-) Losa de tinacos**Fig. 3.10**

3.7.3.-) Losa Reticular de Entrepiso

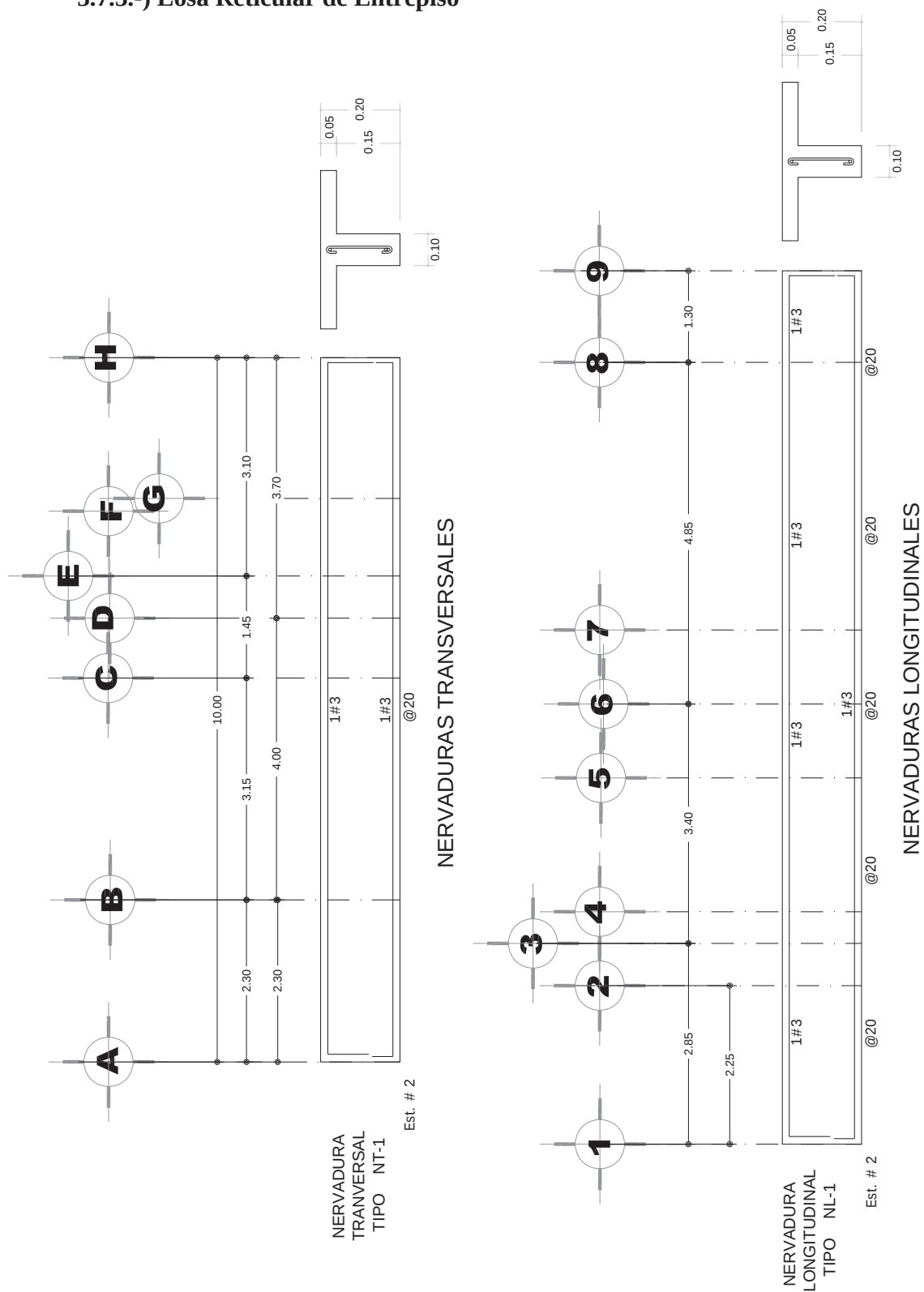


Fig. 3.11

3.7.4.-) Losa maciza para baños de entrepiso

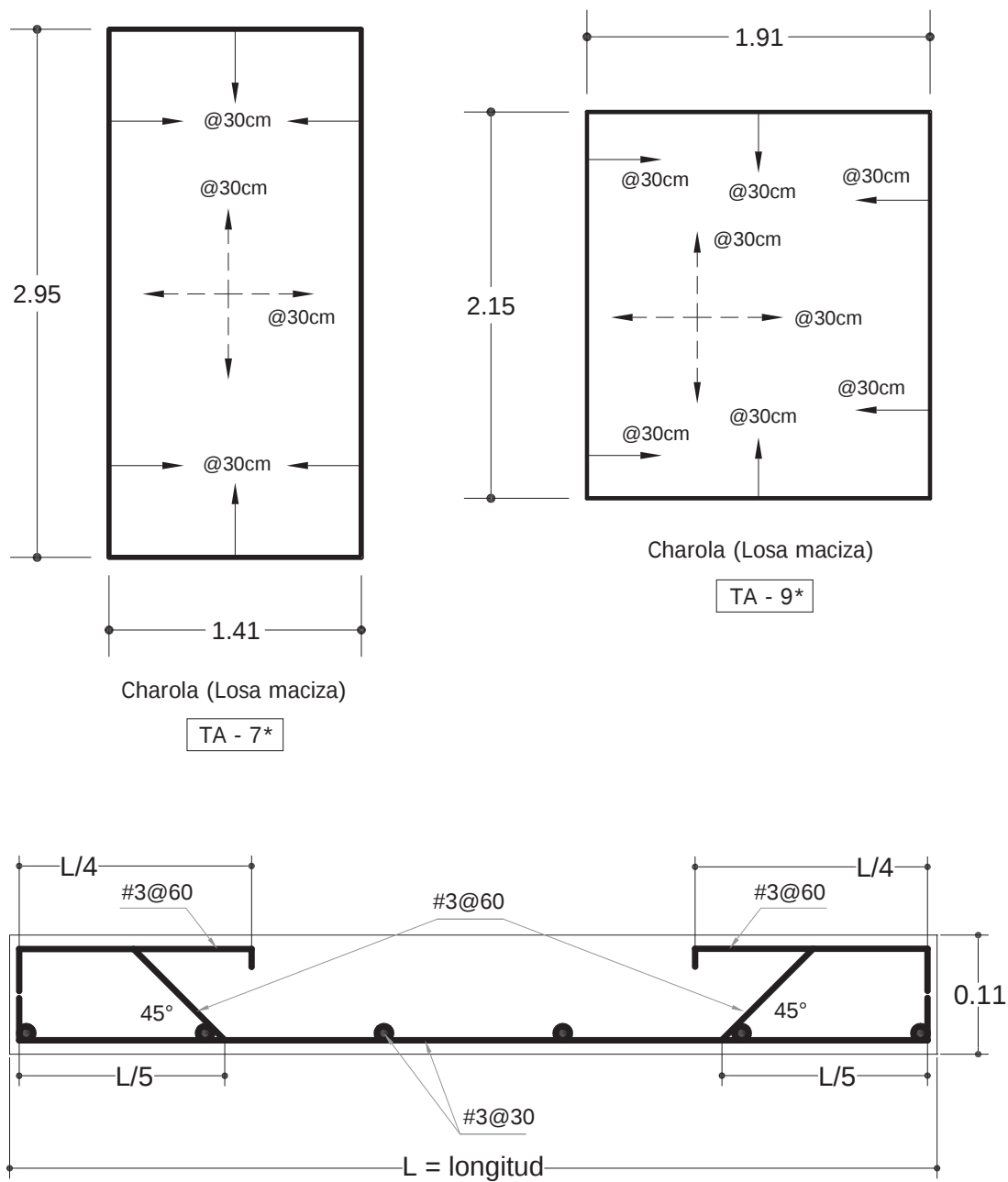


Fig. 3.12

CAPITULO IV

DISTRIBUCIÓN DE CARGAS A

TRABES Y MUROS

4.- DISTRIBUCIÓN DE CARGAS A TRABES Y MUROS

4.1.- Áreas tributarias en trabes, P.B., N1, N2 y N3

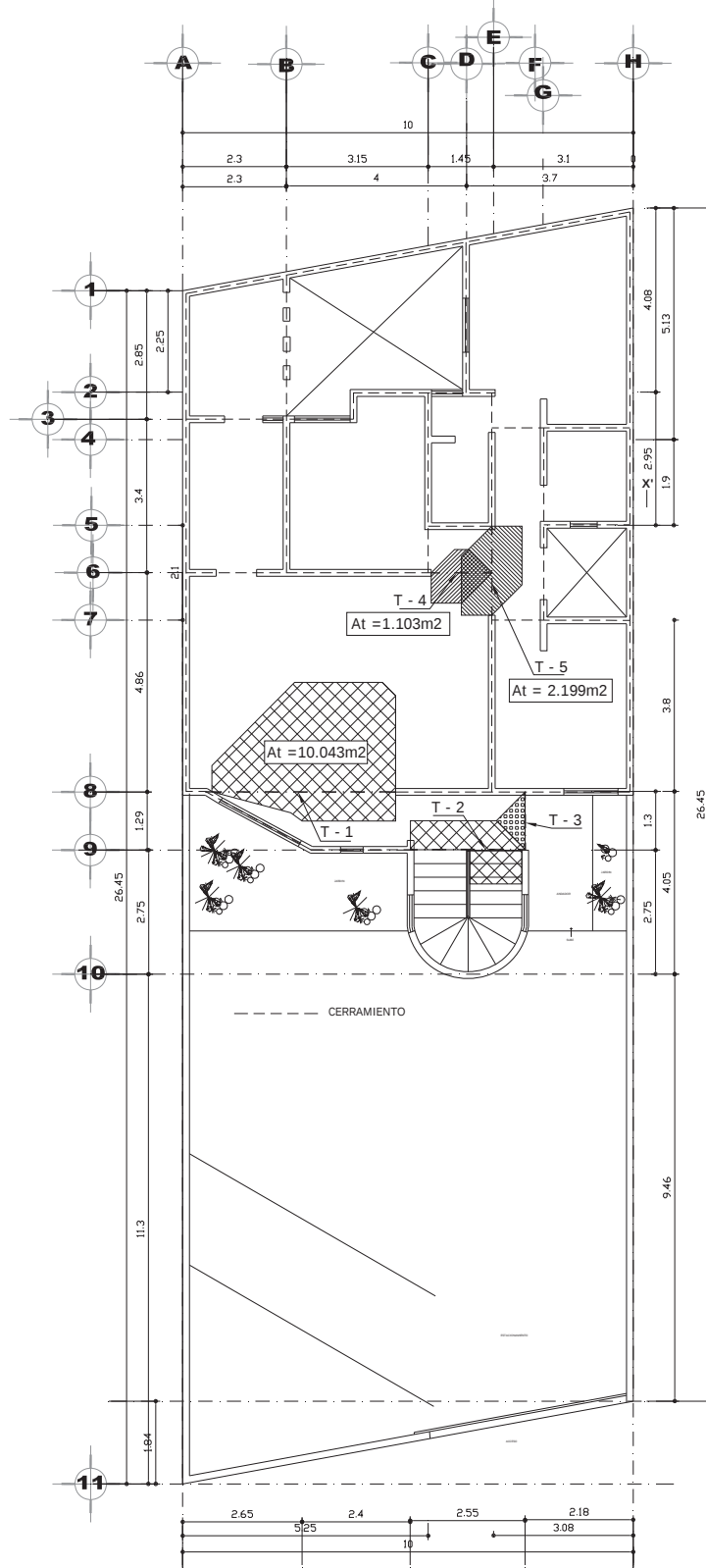


Fig. 4.1

4.2.- Áreas tributarias a muros, P.B., N1, N2 y N3

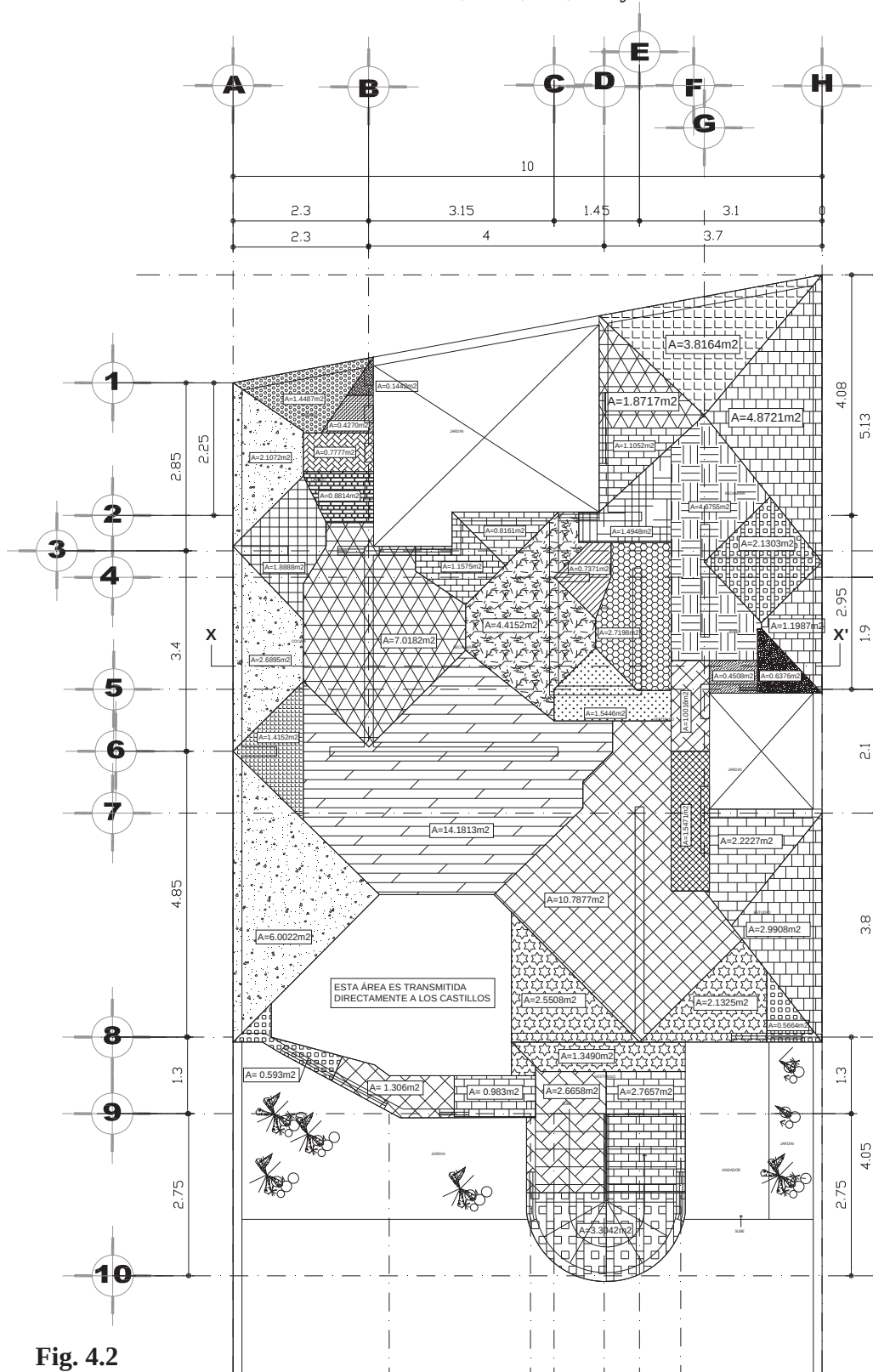


Fig. 4.2

CAPITULO V

ANÁLISIS Y DISEÑO DE TRABES Y DALAS

5.1.- DISEÑO DE TRABES

5.1.1.-) TRABES DE AZOTEA

1.-) Trabe T – 1A (azotea)

Datos:

$$b = 30\text{cm}$$

$$H = 20\text{cm}$$

$$\text{Área Tributaria} = 10.043\text{m}^2$$

$$\text{Longitud} = 4.20\text{m}$$

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

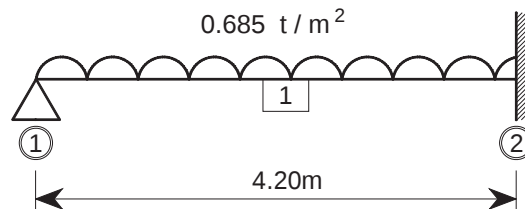
$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Recubrimiento} = 2.50\text{cm}$$

$$d = 17.50\text{cm}$$

$$W_{\text{diseño}} = 0.685 \text{ t/m}^2$$

Como se observa en la figura 4.1 la trabe T – 1, podría idealizarse simplemente apoyada, sin embargo por procedimiento constructivo será más sencillo pasar el armado y la sección de la trabe T – 1 como si fuera un cerramiento sobre el muro, por lo que tendrá continuidad hacia el lado derecho y discontinuidad hacia el lado izquierdo, por lo que se podría idealizar de una manera más precisa de la siguiente manera:



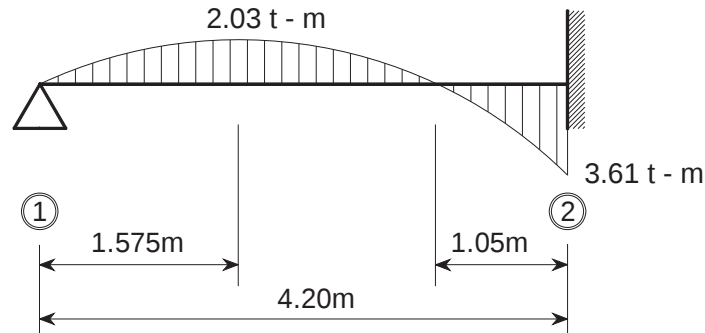
a.-) Momentos flexionantes

$$w = 0.685 \text{ t/m}^2 \times 10.043\text{m}^2 = 6.88 \text{ t} / 4.20\text{m} = 1.638 \text{ t/m}$$

$$M_2 = \frac{wl^2}{8} = \frac{(1.638)(4.20)^2}{8} = 3.61 \text{ t-m (negativo)}$$

$$M_1 = \frac{9wl^2}{128} = \frac{9(1.638)(4.20)^2}{128} = 2.03 \text{ t-m (positivo)}$$

Diagrama de momentos



$$M_u = 1.4 \times 3.61 = 5.054 \text{ t - m (negativo)}$$

$$\rho = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f_c''}} \right] \frac{f_c''}{f_y} = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(505,400)}{(0.9)(30)(17.50)^2 (0.85 \times 0.80 \times 200)}} \right] \frac{136}{4,200}$$

$$\rho_{req} = 0.02208$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0.7(\sqrt{200})}{4,200} = 0.0024 < 0.02208 \therefore \text{O.K.}$$

$$\rho_{max} = 0.75 \left[\frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{6000 + f_y} \right] = 0.75 \left[\frac{136}{4,200} \frac{6000(0.85)}{6000 + 4200} \right] = 0.0121 < 0.02208$$

$\therefore$ MAL

Para no modificar las dimensiones de la trabe, se diseña como una sección doblemente armada.

- Se calcula el M_R usando ρ_{max}

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q) ; q = \frac{(\rho)(f_y)}{f_c''} = \frac{(0.012)(4,200)}{170} = 0.296$$

$$M_R = (0.90)(30)(17.50)^2 (136)(0.296) [1 - (0.50)(0.296)] = 283,602.51 \text{ kg - cm.... } M_{R1}$$

- Cálculo del Acero a Compresión (A_s')

$$M_R = M_u = F_R \left[\underbrace{(A_s - A_s') f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}_{M_{R1}} + \underbrace{A_s' f_y (d - d')}_{M_{R2}} \right] ; M_u = M_{R1} + M_{R2}$$

$$M_{R2} = M_u - M_{R1} = 505,400 - 283,602.51 = 221,797.49 \text{ kg - cm. (momento que debe resistir el acero de compresión)}$$

$$d' = 2.50 \text{ cm. (recubrimiento)}$$

$$M_{R2} = F_R A_s' f_y (d - d') ; A_s' = \frac{M_{R2}}{F_R f_y (d - d')} = \frac{221,797.49}{(0.90)(4200)(17.50 - 2.50)} = 3.91 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 3.91 \text{ cm}^2$$

- Cálculo del acero total a tensión

$$A_{s_total} = A_{s_max} + A'_s$$

$$A_{s_max} = \rho_{max} bd = 0.0121 \times 30 \times 17.50 = 6.353 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_total} = 6.353 + 3.91 = 10.263 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Área de acero necesaria en la zona de tensión.}$$

- Para verificar que la sección sea subreforzada se checa que el acero fluya.

$$\rho - \rho' \geq \frac{6000\beta_1}{6000 - f_y} \frac{d'}{d} \frac{f_c''}{f_y}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{10.263}{(30)(17.50)} = 0.0195$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{bd} = \frac{3.91}{(30)(17.50)} = 0.0075$$

$$(0.0195 - 0.0075) \geq \frac{6000(0.85)}{6000 - 4200} \frac{2.50}{17.50} \frac{136}{4200}$$

$0.0121 < 0.0131 \therefore$ Sigue siendo una sección sobre reforzada, por lo que:

Opción A

Para seguir respetando el peralte de 20cm de la losa, se divide el momento en 2 trabes de 25cm de ancho y 20cm de espesor, el procedimiento es el siguiente:

- **Factor de Reparto**

Dividiendo el momento en 2 trabes de 25cm, el momento para cada una resulta de :

$$M_{u_25} = 505,400 \text{ kg} - \text{cm} \times 0.50 = 252,700 \text{ kg} - \text{cm}$$

a.1.-) Diseño por flexión

$$\rho = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R bd^2 f_c''}} \right] \frac{f_c''}{f_y} = \rho_{req} = 0.0104$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0.7(\sqrt{200})}{4,200} = 0.0024 < 0.0104 \therefore \text{O.K.}$$

$$\rho_{max} = 0.75 \left[\frac{f_c''}{f_y} \frac{6000\beta_1}{6000 + f_y} \right] = 0.75 \left[\frac{136}{4,200} \frac{6000(0.85)}{6000 + 4200} \right] = 0.0121 > 0.0104 \therefore \text{O.K.}$$

$$A_s = \rho bd = 0.0104 \times 25 \times 17.50 = 4.55 \text{ cm}^2$$

- **Armado**

Proponiendo varillas del #4 ($a_i = 1.27 \text{ cm}^2$)

No. de varillas = $4.55\text{cm}^2 / 1.27\text{cm}^2 = 3.58 \approx 4$ varillas $\therefore$ **4#4 en lecho superior**

- Momento Positivo, diseño por flexión**

$$\rho = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f_c''}} \right] \frac{f_c''}{f_y} = \rho_{req} = 0.00535$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0.7(\sqrt{200})}{4,200} = 0.0024 < 0.00535 \therefore \text{O.K.}$$

$$\rho_{max} = 0.75 \left[\frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{6000 + f_y} \right] = 0.75 \left[\frac{136}{4,200} \frac{6000(0.85)}{6000 + 4200} \right] = 0.0121 > 0.00535$$

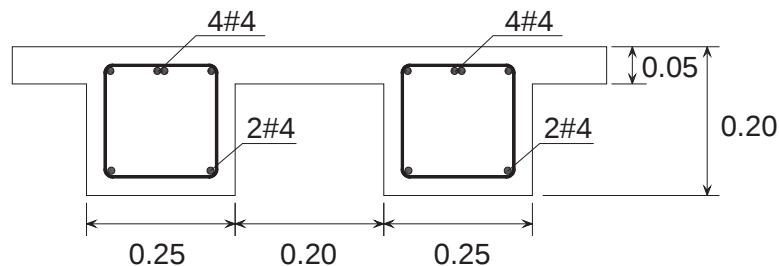
$\therefore$ O.K.

$$A_s = \rho b d = 0.00535 \times 25 \times 17.50 = 2.34\text{cm}^2$$

- Armado**

Proponiendo varillas del #4 ($a_i = 1.27\text{cm}^2$)

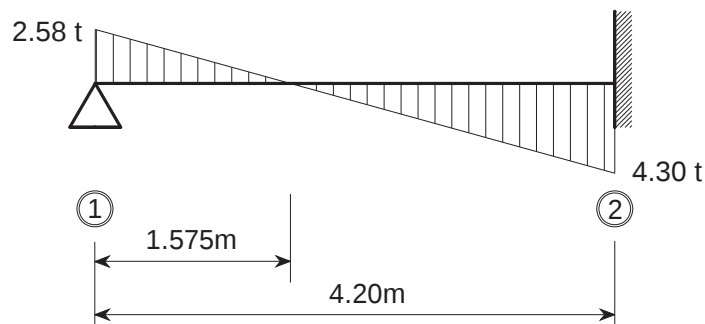
No. de varillas = $2.34\text{cm}^2 / 1.27\text{cm}^2 = 1.84 \approx 2$ varillas **2#4 en lecho inferior**



a.2.-) Cortante

$$R_1 = V_1 = \frac{3wL}{8} = \frac{3(1.638)(4.20)}{8} = 2.580 \text{ t}$$

$$R_2 = V_2 = \frac{5wL}{8} = \frac{5(1.638)(4.20)}{8} = 4.30 \text{ t}$$



Ubicando el cortante último (V_u) a una distancia “d”.

$$\therefore V_u = 1.4 \times 4.013 = 5.62 \text{ ton}$$

Debido a que se dividió la carga en dos traveses, lo mismo se hará con el cortante, por lo que a cada una le corresponde una fuerza cortante de:

$$V_u = 5.62 \text{ t} / 2 = \mathbf{2.81 \text{ t}}$$

- Se obtiene el porcentaje de acero real (ρ)

$$\rho = \frac{A_{s_real}}{bd} = \frac{4 \text{ varillas}(1.27 \text{ cm}^2)}{(25)(17.50)} = 0.0116 \quad 0.0024 < 0.0116 < 0.0121 \quad \therefore \text{O.K.}$$

- Resistencia al cortante del concreto

Como $\rho < 0.015$ se puede usar la siguiente formula:

$$V_{cR} = F_R bd(0.20 + 20\rho)\sqrt{f_c^*} \quad ; \quad f_c^* = 0.80 f_c' = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cR} = (0.80)(25)(17.50)(0.20 + 20(0.0116))\sqrt{160} = 1,912.55 \text{ kg} \quad ; \quad 2.81 \text{ t} > 1.91 \text{ t}$$

$V_u > V_{cR} \quad \therefore$ Por lo tanto requiere refuerzo por tensión diagonal o cortante.

- Separación de estribos

$$s = \frac{F_R A_v f_y d}{V_{sR}} (\sin \theta + \cos \theta)$$

$$V_{sR} = V_u - V_{cR} = 2,810 - 1,912.55 = 897.45 \text{ kg}$$

Proponiendo estribos con varilla #2.5, esto conforme a la nueva disposición del RCDF – NTC – Concreto, que marca que todas las traveses principales deben ser reforzadas en tensión diagonal por varillas cuando menos de 5/16”.

$$a_i = 0.4948 \text{ cm}^2 \times 2 \text{ ramas} = 0.9896 \text{ cm}^2 = A_v$$

$$s = \frac{(0.80)(0.9896)(4,200)(17.50)}{897.45} = 64.84 \text{ cm}$$

- Comparación con el S_{min} y S_{max}

$$S_{min} = 6.00 \text{ cm}$$

$$S_{max} \begin{cases} 0.50d \dots \text{si} \dots V_{cR} < V_u < 1.5F_R bd \sqrt{f_c^*} \\ 0.25d \dots \text{si} \dots V_u > 1.5F_R bd \sqrt{f_c^*} \end{cases}$$

$$1.5F_R bd \sqrt{f_c^*} = 6,640.78 \text{ kg} > 2,810 \text{ kg} > 1,912.55 \text{ kg} \quad \therefore S_{max} = 0.50d = 8.75 \text{ cm}$$

$\therefore$ Es #2.5 @ 10.0cm, en zona de confinamiento

a.3.-) Longitud de desarrollo

$$L_{db} = \frac{a_s f_y}{3(c + K_{tr})\sqrt{f'_c}} \geq 0.11 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

Donde:

L_{db} = Longitud de desarrollo básica

a_s = Área transversal de la barra

c = recubrimiento

K_{tr} = Índice de refuerzo transversal, que puede ser considerado cero, para facilitar el diseño.

d_b = Diámetro nominal de una barra.

$$a_s = 1.27\text{cm}^2$$

$$c = 2.50\text{cm}$$

$$d_b = 1.27\text{cm}$$

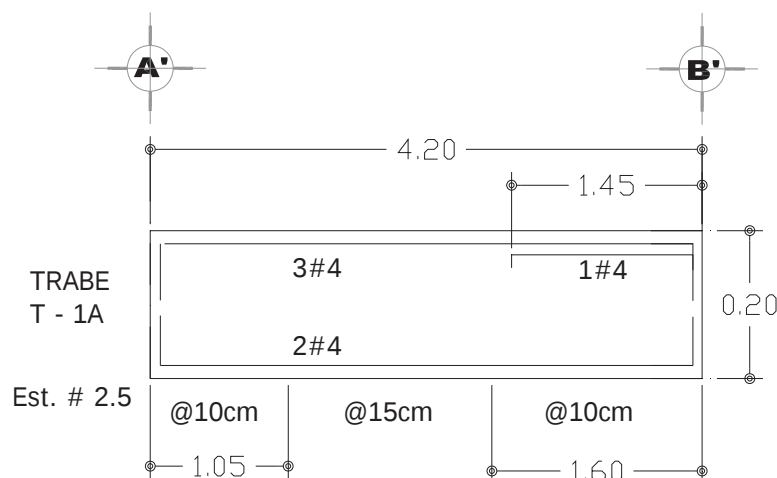
$$L_{db} = \frac{(1.27)(4,200)}{3(2.50 + 0)\sqrt{200}} = 50.30\text{cm} > 0.11 \frac{(1.27)(4,200)}{\sqrt{200}} = 41.49 \therefore \text{O.K.}$$

La longitud de desarrollo total se obtiene multiplicando el valor anterior por un factor dado en la tabla 5.1, de la pág. 38 del RCDF – NTC – Concreto, sección 5.1.

Factor de tabla 5.1 = 0.80 (Barras de diámetro igual a 1.91cm o menor)

$$L_d = 0.80 \times 50.30\text{cm} = 40.25\text{cm}$$

Recordando el diagrama de momentos, el momento negativo corta a una distancia de 1.05m, por lo tanto la longitud de desarrollo se le suma a este último valor dando como resultado 1.45m.



a.4.-) Revisión por deflexión

Sección 3.2, pág. 32 RCDF – NTC – Concreto

$$\delta_{\max} \leq \delta_{\text{perm}}$$

$$\delta_{\max} = \frac{wl^4}{185E_c I_e}$$

$$E_c = 8,000\sqrt{f'_c} = 8,000\sqrt{200} = 113,137.09 \text{ kg/cm}^2$$

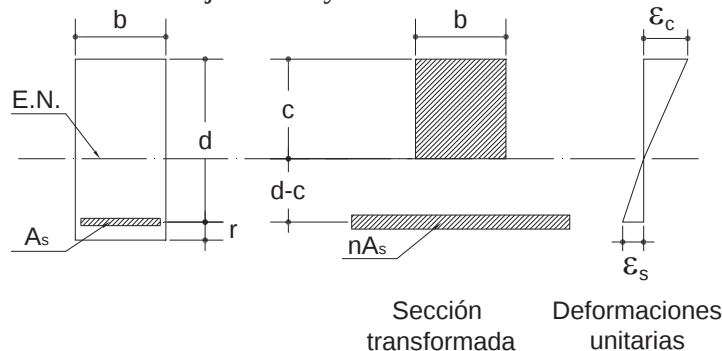
$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{(25)(20)^3}{12} = 16,666.67 \text{ cm}^4$$

$$I_e = \left(\frac{M_{ag}}{M_{\max}} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{ag}}{M_{\max}} \right)^3 \right] I_{ag}$$

$$M_{ag} = \frac{\bar{f}_f I_g}{h_2}$$

$$\bar{f}_f = 1.4\sqrt{f'_c}, \text{ para concreto clase 2, } f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2, \bar{f}_f = 19.80 \text{ kg/cm}^2$$

h_2 = distancia entre el eje neutro y la fibra más esforzada a tensión, $(d-c) + r$



- Obtención de la posición del eje neutro.

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.0 \times 10^6}{113,137.09} = 17.68$$

$$A_t = nA_s = 17.68 \times (2 \times 1.27 \text{ cm}^2) = 44.91 \text{ cm}^2$$

$$\text{Profundidad del eje neutro} = \frac{bc^2}{2} = nA_s(d-c) = \frac{25(c)^2}{2} = 44.91(17.50 - c)$$

$$c^2 + 3.5928c - 62.874 = 0$$

$$c = 6.334 \text{ cm}$$

- Cálculo del momento de inercia respecto al eje neutro (I_{ag})

$$I_{ag} = \frac{bc^3}{3} + nA_s(d-c)^2 = \frac{(25)(6.334)^3}{3} + (17.68)(2.54)(17.50 - 6.334)^2$$

$$I_{ag} = 7,716.654 \text{ cm}^4$$

$$I_{ag} = 7,716.654 \text{ cm}^4 < 16,666.67 \text{ cm}^4 \therefore \text{O.K.}$$

- Cálculo de h_2

$$h_2 = (d - c) + r = (17.50 - 6.334) + 2.50 = 13.666 \text{ cm}$$

- Cálculo del Momento de agrietamiento

$$M_{ag} = \frac{\bar{f}_f I_g}{h_2} = \frac{(19.80)(16,666.67)}{13.666} = 24,147.52 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 142,100 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Cálculo del momento de inercia efectivo

$$I_e = \left(\frac{M_{ag}}{M_{m\acute{a}x}} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{ag}}{M_{m\acute{a}x}} \right)^3 \right] I_{ag}$$

$$I_e = \left(\frac{24,147.52}{142,100} \right)^3 16,666.67 + \left[1 - \left(\frac{24,147.52}{142,100} \right)^3 \right] 7,716.654 =$$

$$I_e 7,760.57 \text{ cm}^4 < 16,666.67 \text{ cm}^4$$

- Cálculo de la deflexión máxima inmediata

$$\delta_{\max} = \frac{wl^4}{185E_c I_e}$$

$$\delta_{\max} = \frac{(8.19 \text{ kg/cm})(420)^4}{185(113,137.09)(7,760.57)} = 1.57 \text{ cm}$$

- Cálculo de la deflexión diferida

Según lo estipulado en el RCDF – NTC – Concreto, sección 3.2.1.2, la deflexión diferida se calcula multiplicando la flecha inmediata por el siguiente factor:

$$\frac{2}{1 + 50\rho'} \dots\dots\dots \text{Para concreto clase 1}$$

$$\frac{4}{1 + 50\rho'} \dots\dots\dots \text{Para concreto clase 2}$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{bd} \dots \text{cuantía de acero en compresión} = \frac{(3)(1.27)}{(25)(17.50)} = 0.0087$$

$$\text{Deflexión diferida} = 1.57 \left(\frac{4}{1 + 50(0.0087)} \right) = 4.38 \text{ cm}$$

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.5 \dots\dots\dots \text{para miembros que afecten a elementos estructurales}$$

$$\delta_{perm} = \frac{L}{480} + 0.3 \dots \text{para miembros que afecten a elementos no estructurales}$$

$$\delta_{perm} = \frac{420}{240} + 0.5 = 2.25 \text{ cm} \quad \delta_{max} > \delta_{perm} \quad \therefore \text{El peralte NO es adecuado, por lo que esta opción es inadecuada, y se procede a plantear otra solución.}$$

Opción B

Se propone una trabe peraltada para absorber el momento, que sobresaldrá del espesor de la losa, sin embargo, arquitectónicamente puede ser útil para dividir el espacio del vestíbulo del de la sala.

Datos:

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$H = 30 \text{ cm}$$

$$d = 27.50 \text{ cm}$$

$$M_u = 5.054 \text{ t} - \text{m}$$

b.1.-) Flexión

$$\rho = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f_c''}} \right] \frac{f_c''}{f_y} = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(505,400)}{(0.9)(20)(27.50)^2 (0.85 \times 0.80 \times 200)}} \right] \frac{136}{4,200}$$

$$\rho_{req} = 0.01056$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0.7(\sqrt{200})}{4,200} = 0.0024 < 0.01056 \therefore \text{O.K.}$$

$$\rho_{max} = 0.75 \left[\frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{6000 + f_y} \right] = 0.0121 > 0.01056 \therefore \text{O.K.}$$

$$A_s = \rho b d = 0.01056 \times 20 \times 27.50 = 5.808 \text{ cm}^2$$

- Armado**

Proponiendo varillas del #4 ($a_i = 1.27 \text{ cm}^2$)

$$\text{No. de varillas} = 5.808 \text{ cm}^2 / 1.27 \text{ cm}^2 = 4.57 \approx 5 \text{ varillas} \quad \mathbf{5\#4 \text{ en lecho superior}}$$

- Momento Positivo, diseño por flexión**

$$\rho = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f_c''}} \right] \frac{f_c''}{f_y} = \rho_{req} = 0.00543$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0.7(\sqrt{200})}{4,200} = 0.0024 < 0.00543 \therefore \text{O.K.}$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \left[\frac{f_c''}{f_y} \frac{6000\beta_1}{6000 + f_y} \right] = 0.0121 > 0.00543 \therefore \text{O.K.}$$

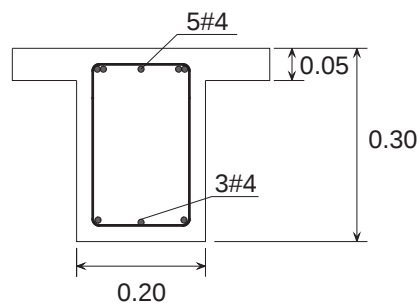
$$A_s = \rho b d = 0.00543 \times 20 \times 27.50 = 2.99 \text{ cm}^2$$

- **Armado**

Proponiendo varillas del #4 ($a_i = 1.27 \text{ cm}^2$)

No. de varillas = $2.99 \text{ cm}^2 / 1.27 \text{ cm}^2 = 2.35 \approx 3$ varillas

3#4 en lecho inferior



b.2.-) Cortante

$$R_1 = V_1 = \frac{3wL}{8} = \frac{3(1.638)(4.20)}{8} = 2.580 \text{ t}$$

$$R_2 = V_2 = \frac{5wL}{8} = \frac{5(1.638)(4.20)}{8} = 4.300 \text{ t}$$

El cortante último se encuentra a una distancia “d”.

$$\therefore V_u = 1.4 \times 4.013 = 5.62 \text{ t}$$

- Se obtiene el porcentaje de acero real (ρ)

$$\rho = \frac{A_{s-real}}{bd} = \frac{5 \text{ varillas}(1.27 \text{ cm}^2)}{(20)(27.50)} = 0.0115 \quad 0.0024 < 0.0115 < 0.0121 \therefore \text{O.K.}$$

- Resistencia al cortante del concreto

Como $\rho < 0.015$ se puede usar la siguiente formula:

$$V_{cR} = F_R b d (0.20 + 20\rho) \sqrt{f_c^*} \quad ; \quad f_c^* = 0.80 f_c' = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cR} = (0.80)(20)(27.50)(0.20 + 20(0.0115)) \sqrt{160} = 2,393.21 \text{ kg}; \quad 5.62 \text{ t} > 2.40 \text{ t}$$

$V_u > V_{cR} \therefore$ Por lo tanto requiere refuerzo por tensión diagonal o cortante.

- Separación de estribos

$$s = \frac{F_R A_v f_y d}{V_{sR}} (\sin \theta + \cos \theta)$$

$$V_{sR} = V_u - V_{cR} = 5,620 - 2,393.21 = 3,226.79 \text{ kg}$$

Proponiendo estribos con varilla #2.5, esto conforme a la nueva disposición del RCDF – NTC – Concreto, que marca que todas las trabes principales deben ser reforzadas en tensión diagonal por varillas cuando menos de 5/16”.

$$a_v = 0.4948\text{cm}^2 \times 2 \text{ ramas} = 0.9896\text{cm}^2 = A_v$$

$$s = \frac{(0.80)(0.9896)(4,200)(27.50)}{3,226.79} = 28.34\text{cm}$$

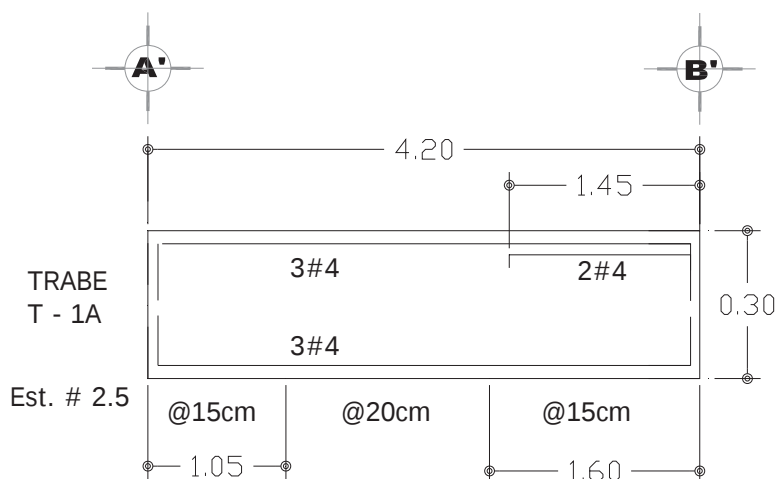
- Comparación con el $S_{\min}$ y $S_{\max}$

$$S_{\min} = 6.00\text{cm}$$

$$S_{\max} \begin{cases} 0.50d \dots \text{si} \dots V_{cR} < V_u < 1.5F_R bd \sqrt{f_c^*} \\ 0.25d \dots \text{si} \dots V_u > 1.5F_R bd \sqrt{f_c^*} \end{cases}$$

$$1.5F_R bd \sqrt{f_c^*} = 8,348.41 \text{ kg} > 5,620 \text{ kg} > 2,393.21 \text{ kg} \therefore S_{\max} = 0.50d = 13.75\text{cm}$$

$\therefore$ Es #2.5 @ 15.00cm, en zona de confinamiento



b.3.-) Revisión por deflexión (opción 1, concreto clase 2)

Sección 3.2, pág. 32 RCDF – NTC – Concreto

$$\delta_{\max} \leq \delta_{\text{perm}}$$

$$\delta_{\max} = \frac{wl^4}{185E_c I_e}$$

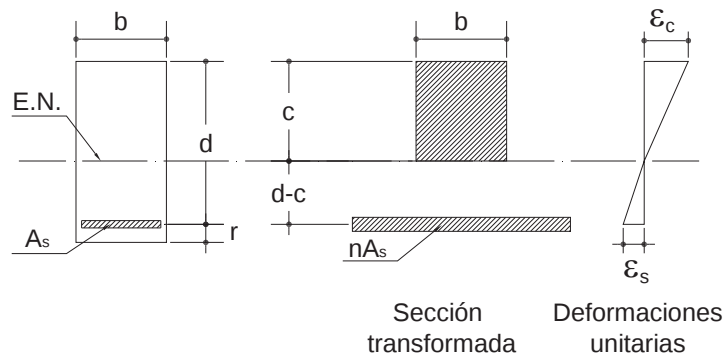
$$E_c = 8,000\sqrt{f_c'} = 8,000\sqrt{200} = 113,137.09 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{(20)(30)^3}{12} = 45,000\text{cm}^4$$

$$I_e = \left(\frac{M_{ag}}{M_{máx}} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{ag}}{M_{máx}} \right)^3 \right] I_{ag}$$

$$M_{ag} = \frac{\bar{f}_f I_g}{h_2}$$

- $\bar{f}_f = 1.4 \sqrt{f'_c}$, para concreto clase 2, $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$, $\bar{f}_f = 19.80 \text{ kg/cm}^2$
 h_2 = distancia entre el eje neutro y la fibra más esforzada a tensión, $(d-c) + r$



- Obtención de la posición del eje neutro.

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.0 \times 10^6}{113,137.09} = 17.68$$

$$A_t = nA_s = 17.68 \times (3 \times 1.27 \text{ cm}^2) = 67.36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Profundidad del eje neutro} = \frac{bc^2}{2} = nA_s(d-c) = \frac{20(c)^2}{2} = 67.36(27.50 - c)$$

$$c^2 + 6.736c - 185.24 = 0$$

$$c = 10.65 \text{ cm}$$

- Cálculo del momento de inercia respecto al eje neutro (I_{ag})

$$I_{ag} = \frac{bc^3}{3} + nA_s(d-c)^2 = \frac{(20)(10.65)^3}{3} + (17.68)(3.81)(27.50 - 10.65)^2$$

$$I_{ag} = 27,178.24 \text{ cm}^4 < 45,000 \text{ cm}^4 \therefore \text{O.K.}$$

- Cálculo de h_2

$$h_2 = (d-c) + r = (27.50 - 10.65) + 2.50 = 19.35 \text{ cm}$$

- Cálculo del Momento de agrietamiento

$$M_{ag} = \frac{\bar{f}_f I_g}{h_2} = \frac{(19.80)(45,000)}{19.35} = 46,046.51 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{máx} = 284,200 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Cálculo del momento de inercia efectivo

$$I_e = \left(\frac{M_{ag}}{M_{máx}} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{ag}}{M_{máx}} \right)^3 \right] I_{ag}$$

$$I_e = \left(\frac{46,046.51}{284,200} \right)^3 45,000 + \left[1 - \left(\frac{46,046.51}{284,200} \right)^3 \right] 27,178.24$$

$$I_e 27,254.04 \text{ cm}^4 < 45,000 \text{ cm}^4$$

- Cálculo de la deflexión máxima inmediata

$$\delta_{\max} = \frac{wl^4}{185E_c I_e}$$

$$\delta_{\max} = \frac{(16.38 \text{ kg/cm})(420)^4}{185(113,137.09)(27,254.04)} = 0.89 \text{ cm}$$

- Cálculo de la deflexión diferida

Según lo estipulado en el RCDF – NTC – Concreto, sección 3.2.1.2, la deflexión diferida se calculará multiplicando la flecha inmediata por el siguiente factor:

$$\frac{2}{1 + 50\rho'} \dots\dots\dots \text{Para concreto clase 1}$$

$$\frac{4}{1 + 50\rho'} \dots\dots\dots \text{Para concreto clase 2}$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{bd} \dots \text{cuantía de acero en compresión} = \frac{(3)(1.27)}{(20)(27.50)} = 0.0069$$

$$\text{Deflexión diferida} = 0.89 \left(\frac{4}{1 + 50(0.0069)} \right) = 2.65 \text{ cm}$$

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.5 \dots\dots\dots \text{para miembros que afecten a elementos estructurales}$$

$$\delta_{perm} = \frac{L}{480} + 0.3 \dots\dots\dots \text{para miembros que afecten a elementos no estructurales}$$

$$\delta_{perm} = \frac{420}{240} + 0.5 = 2.25 \text{ cm} \quad \delta_{\max} > \delta_{perm} \quad \therefore \text{El peralte NO CUMPLE}$$

NOTA.- Como la deflexión sigue siendo más grande que la permisible, aunque en menor grado que en la opción “a”, se procede a cambiar la clase de concreto de uno a dos, es decir, a un $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, con el objetivo de aumentar el modulo de elasticidad y otras propiedades mecánicas de la sección.

Antes de calcular la deflexión, se recalcula el área de acero necesaria, para un concreto clase 2, además de la resistencia a cortante del concreto y la longitud de desarrollo.

Datos:

$$b = 20\text{cm}$$

$$H = 30\text{cm}$$

$$d = 27.50\text{cm}$$

$$M_u = 5.054 \text{ t} - \text{m}$$

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

a.-) Flexión

$$\rho = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f'_c}} \right] \frac{f'_c}{f_y} = \rho_{req} = 0.0101$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.0026 < 0.0101 \therefore \text{O.K.}$$

$$\rho_{max} = 0.75 \left[\frac{f'_c}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{6000 + f_y} \right] = 0.015 > 0.01056 \therefore \text{O.K.}$$

$$A_s = \rho b d = 0.0101 \times 20 \times 27.50 = 5.555 \text{ cm}^2$$

- Armado**

Proponiendo varillas del #4 ($a_i = 1.27 \text{ cm}^2$)

No. de varillas = $5.555 \text{ cm}^2 / 1.27 \text{ cm}^2 = 4.38 \approx 5$ varillas $\therefore$ **5#4 en lecho superior**

- Momento Positivo, diseño por flexión**

$$\rho = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f'_c}} \right] \frac{f'_c}{f_y} = \rho_{req} = 0.00532$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.0026 < 0.00532 \therefore \text{O.K.}$$

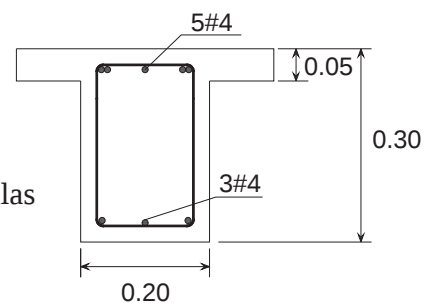
$$\rho_{max} = 0.75 \left[\frac{f'_c}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{6000 + f_y} \right] = 0.015 > 0.00532 \therefore \text{O.K.}$$

$$A_s = \rho b d = 0.00532 \times 20 \times 27.50 = 2.926 \text{ cm}^2$$

- Armado**

Proponiendo varillas del #4 ($a_i = 1.27 \text{ cm}^2$)

No. de varillas = $2.926 \text{ cm}^2 / 1.27 \text{ cm}^2 = 2.31 \approx 3$ varillas
 $\therefore$ **3#4 en lecho inferior**



b.-) Cortante

$$V_u = 1.4 \times 4.013 = 5.62 \text{ t}$$

- Se obtiene el porcentaje de acero real (ρ)

$$\rho = \frac{A_{s-real}}{bd} = \frac{5 \text{ varillas}(1.27 \text{ cm}^2)}{(20)(27.50)} = 0.0115 \quad 0.0026 < 0.0115 < 0.015 \quad \therefore \text{O.K.}$$

- Resistencia al cortante del concreto

Como $\rho < 0.015$ se puede usar la siguiente formula:

$$V_{cR} = F_R bd (0.20 + 20\rho) \sqrt{f_c^*} \quad ; \quad f_c^* = 0.80 f_c' = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cR} = (0.80)(20)(27.50)(0.20 + 20(0.0115)) \sqrt{200} = 2,675.69 \text{ kg}; \quad 5.62 \text{ t} > 2.68 \text{ t}$$

$$V_u > V_{cR} \quad \therefore \text{Por lo tanto requiere refuerzo por tensión diagonal o cortante.}$$

- Separación de estribos

$$s = \frac{F_R A_v f_y d}{V_{sR}} (\sin \theta + \cos \theta)$$

$$V_{sR} = V_u - V_{cR} = 5,620 - 2,675.69 = 2,944.31 \text{ kg}$$

Proponiendo estribos con varilla #2.5, esto conforme a la nueva disposición del RCDF – NTC – Concreto, que marca que todas las trabes principales deben ser reforzadas en tensión diagonal por varillas cuando menos de 5/16".

$$a_i = 0.4948 \text{ cm}^2 \times 2 \text{ ramas} = 0.9896 \text{ cm}^2 = A_v$$

$$s = \frac{(0.80)(0.9896)(4,200)(27.50)}{2,944.31} = 31.06 \text{ cm}$$

- Comparación con el $S_{\min}$ y $S_{\max}$

$$S_{\min} = 6.00 \text{ cm}$$

$$S_{\max} \begin{cases} 0.50d \dots \text{si} \dots V_{cR} < V_u < 1.5 F_R bd \sqrt{f_c^*} \\ 0.25d \dots \text{si} \dots V_u > 1.5 F_R bd \sqrt{f_c^*} \end{cases}$$

$$1.5 F_R bd \sqrt{f_c^*} = 9,333.81 \text{ kg} > 5,620 \text{ kg} > 2,675.69 \text{ kg} \quad \therefore S_{\max} = 0.50d = 13.75 \text{ cm}$$

$\therefore$ Es #2.5 @ 15.00cm, en zona de confinamiento

- Longitud de desarrollo

$$L_{db} = \frac{a_s f_y}{3(c + K_{tr})\sqrt{f'_c}} \geq 0.11 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

Donde:

L_{db} = Longitud de desarrollo básica

a_s = Área transversal de la barra

c = recubrimiento

K_{tr} = Índice de refuerzo transversal, que puede ser considerado cero, para facilitar el diseño.

d_b = Diámetro nominal de una barra.

$$a_s = 1.27\text{cm}^2$$

$$c = 2.50\text{cm}$$

$$d_b = 1.27\text{cm}$$

$$L_{db} = \frac{(1.27)(4,200)}{3(2.50 + 0)\sqrt{250}} = 44.98\text{cm} > 0.11 \frac{(1.27)(4,200)}{\sqrt{250}} = 37.11 \therefore \text{O.K.}$$

La longitud de desarrollo total se obtiene multiplicando el valor anterior por un factor dado en la tabla 5.1, de la pág. 38 del RCDF – NTC – Concreto, sección 5.1.

Factor de tabla 5.1 = 0.80 (Barras de diámetro igual a 1.91cm o menor)

$$L_d = 0.80 \times 45.00\text{cm} = 36.00\text{cm}$$

Recordando el diagrama de momentos, el momento negativo corta a una distancia de 1.05m, por lo tanto la longitud de desarrollo se le suma a este último valor dando como resultado 1.40m.

c.-) Revisión por deflexión (opción 2, concreto clase 1)

Sección 3.2, pág. 32 RCDF – NTC – Concreto

$$\delta_{\max} \leq \delta_{\text{perm}}$$

$$\delta_{\max} = \frac{wl^4}{185E_c I_e}$$

$$E_c = 14,000\sqrt{f'_c} = 14,000\sqrt{250} = 221,359.44 \text{ kg/cm}^2$$

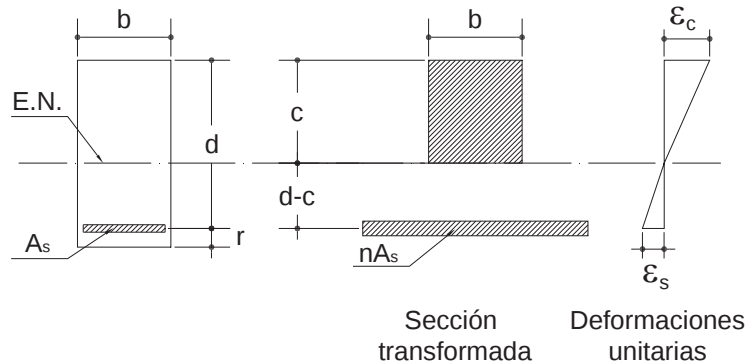
$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{(20)(30)^3}{12} = 45,000\text{cm}^4$$

$$I_e = \left(\frac{M_{ag}}{M_{\max}} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{ag}}{M_{\max}} \right)^3 \right] I_{ag}$$

$$M_{ag} = \frac{\bar{f}_f I_g}{h_2}$$

$$\bar{f}_f = 2.0\sqrt{f'_c}, \text{ para concreto clase 1, } f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2, \bar{f}_f = 31.62 \text{ kg/cm}^2$$

h_2 = distancia entre el eje neutro y la fibra más esforzada a tensión, $(d-c) + r$



- Obtención de la posición del eje neutro.

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.0 \times 10^6}{221,359.44} = 9.04$$

$$A_t = nA_s = 9.04 \times (3 \times 1.27 \text{ cm}^2) = 34.44 \text{ cm}^2$$

$$\text{Profundidad del eje neutro} = \frac{bc^2}{2} = nA_s(d-c) = \frac{20(c)^2}{2} = 34.44(27.50 - c)$$

$$c^2 + 3.444c - 94.71 = 0$$

$$c = 8.16 \text{ cm}$$

- Cálculo del momento de inercia respecto al eje neutro (I_{ag})

$$I_{ag} = \frac{bc^3}{3} + nA_s(d-c)^2 = \frac{(20)(8.16)^3}{3} + (9.04)(3.81)(27.50 - 8.16)^2 = 16,504.94 \text{ cm}^4$$

$$I_{ag} = 16,504.94 \text{ cm}^4 < 45,000 \text{ cm}^4 \therefore \text{O.K.}$$

- Cálculo de h_2

$$h_2 = (d-c) + r = (27.50 - 8.16) + 2.50 = 21.84 \text{ cm}$$

- Cálculo del Momento de agrietamiento

$$M_{ag} = \frac{\bar{f}_f I_g}{h_2} = \frac{(31.62)(45,000)}{21.84} = 65,151.10 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{máx} = 284,200 \text{ kg} - \text{cm}$$

- Cálculo del momento de inercia efectivo

$$I_e = \left(\frac{M_{ag}}{M_{máx}} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{ag}}{M_{máx}} \right)^3 \right] I_{ag}$$

$$I_e = \left(\frac{65,151.10}{284,200} \right)^3 45,000 + \left[1 - \left(\frac{65,151.10}{284,200} \right)^3 \right] 16,504.94$$

$$I_e = 16,848.23 \text{ cm}^4 < 45,000 \text{ cm}^4$$

- Cálculo de la deflexión máxima inmediata

$$\delta_{\max} = \frac{wl^4}{185E_c I_e}$$

$$\delta_{\max} = \frac{(16.38 \text{ kg/cm})(420)^4}{185(221,359.44)(16,848.23)} = 0.74 \text{ cm}$$

- Cálculo de la deflexión diferida

Según lo estipulado en el RCDF – NTC – Concreto, sección 3.2.1.2, la deflexión diferida se calculará multiplicando la flecha inmediata por el siguiente factor:

$$\frac{2}{1 + 50\rho'} \dots\dots\dots \text{Para concreto clase 1}$$

$$\frac{4}{1 + 50\rho'} \dots\dots\dots \text{Para concreto clase 2}$$

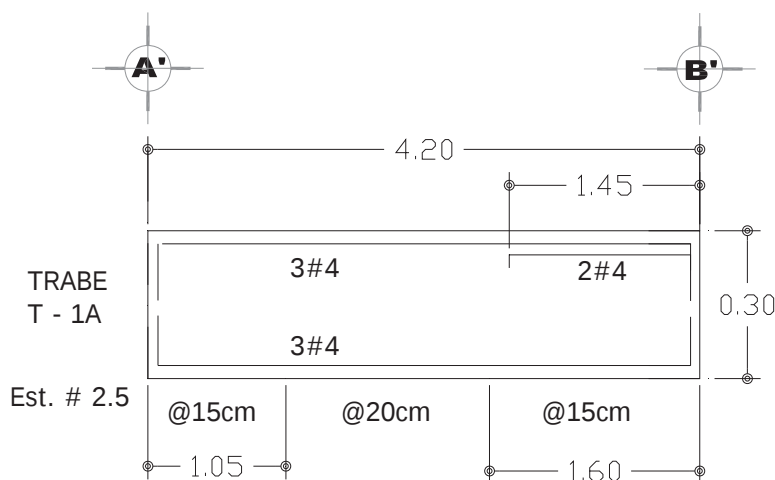
$$\rho' = \frac{A_s'}{bd} \dots \text{cuantía de acero en compresión} = \frac{(3)(1.27)}{(20)(27.50)} = 0.0069$$

$$\text{Deflexión diferida} = 0.74 \left(\frac{2}{1 + 50(0.0069)} \right) = 1.10 \text{ cm}$$

Deflexión Total = 1.10cm + 0.74cm = 1.84cm

$$\delta_{\text{perm}} = \frac{420}{240} + 0.5 = 2.25 \text{ cm} \quad \delta_{\max} < \delta_{\text{perm}}$$

∴ El peralte CUMPLE, ∴ la trabe T – 1A de azotea será de la siguiente manera:



2.-) Trabe T – 2A (azotea)

Datos:

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

$$H = 20\text{cm}$$

$$\text{Área Tributaria Pasillo} = 1.448\text{m}^2$$

$$\text{Área Tributaria Escalera} = 0.865\text{m}^2$$

$$\text{Longitud} = 2.55\text{m}$$

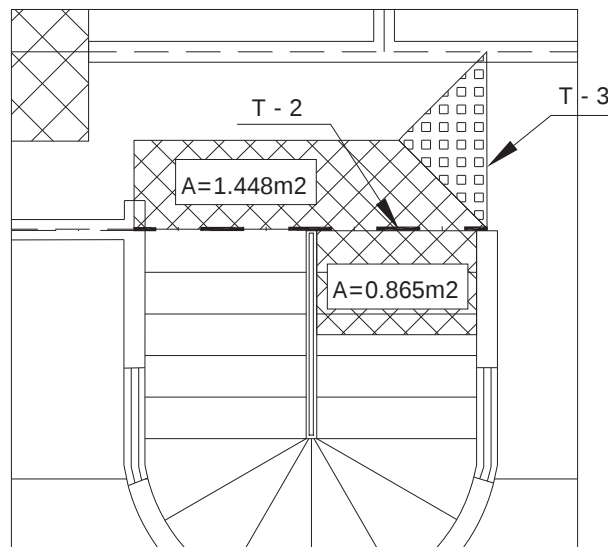
$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

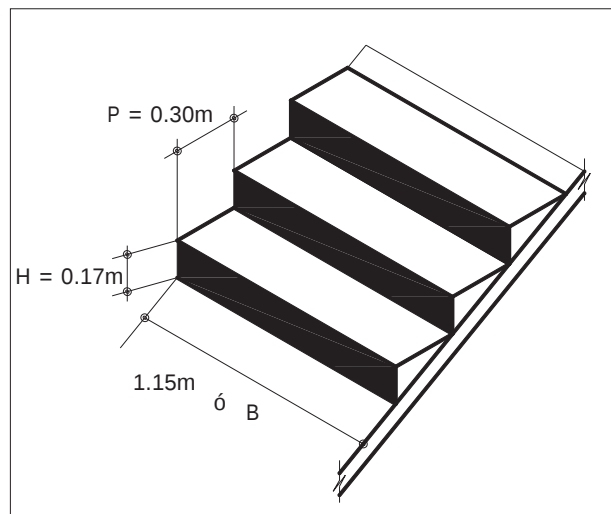
$$\text{Recubrimiento} = 2.50\text{cm}$$

$$d = 17.50\text{cm}$$

$$W_{\text{diseño}} = 0.685 \text{ t/m}^2 \text{ (para pasillo)}$$



Para el caso de la carga producida por la escalera se hace el siguiente análisis de cargas:



El peso de los escalones se obtendrá de la siguiente manera:

$$w_{\text{escalón}} = \frac{W_{\text{escalón}}}{A_{\text{escalón}}} = \frac{\left(\frac{HP}{2}B\right)P_{\text{vol}}}{BP} \quad \therefore w_{\text{escalones}} = \frac{H}{2}P_{\text{vol}}$$

- **Análisis de cargas actuantes en escaleras**

MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL. (t/m3)	w (t/m2)
Yeso	0.015	1.50	0.0225
Losa	0.10	2.40	0.240
Escalón (tabique)	0.085	1.50	0.1275
Mortero	0.020	2.20	0.044
Mosaico	-----	-----	0.035
Suma = CM =			0.469

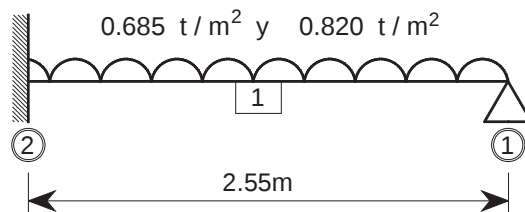
- **Carga de servicio**

$$CM = 0.469 \text{ t/m}^2$$

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

$$w = 0.820 \text{ t/m}^2$$

a.-) Diseño por flexión



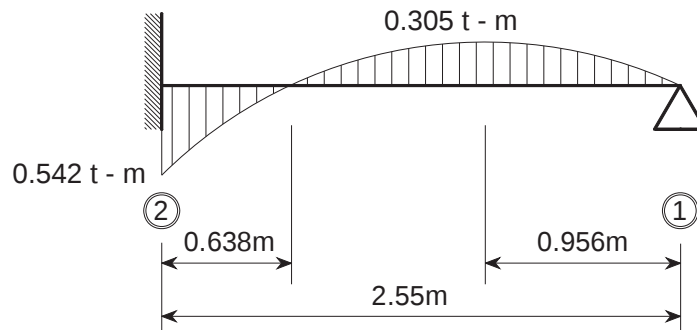
$$w_{\text{pasillo}} = 0.685 \text{ t/m}^2 \times 1.448 \text{ m}^2 = 0.992 \text{ t} / 2.55 \text{ m} = 0.389 \text{ t/m}$$

$$w_{\text{escalera}} = 0.820 \text{ t/m}^2 \times 0.865 \text{ m}^2 = 0.709 \text{ t} / 2.55 \text{ m} = 0.278 \text{ t/m}$$

$$w_{\text{total}} = 0.389 + 0.278 = 0.667 \text{ t/m}$$

$$M_2 = \frac{wl^2}{8} = \frac{(0.667)(2.55)^2}{8} = 0.542 \text{ t-m (negativo)}$$

$$M_1 = \frac{9wl^2}{128} = \frac{9(0.667)(2.55)^2}{128} = 0.305 \text{ t-m (positivo)}$$



$$M_u = 1.4 \times 0.542 = \mathbf{0.759 \text{ t - m (negativo)}}$$

$$\rho = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f_c''}} \right] \frac{f_c''}{f_y} = \rho_{req} = 0.00602$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0.7(\sqrt{200})}{4,200} = 0.0024 < 0.00602 \therefore \text{O.K.}$$

$$\rho_{max} = 0.75 \left[\frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{6000 + f_y} \right] = 0.0121 > 0.00602 \therefore \text{O.K.}$$

$$A_s = \rho b d = 0.00602 \times 12 \times 17.50 = 1.264 \text{ cm}^2$$

- Armado**

Proponiendo varillas del #3 ($a_i = 0.71 \text{ cm}^2$)

No. de varillas = $1.264 \text{ cm}^2 / 0.71 \text{ cm}^2 = 1.78 \approx 2$ varillas

$\therefore$ 2#3 en lecho superior

- Momento Positivo, diseño por flexión**

$$\rho = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f_c''}} \right] \frac{f_c''}{f_y} = \rho_{req} = 0.00324$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0.7(\sqrt{200})}{4,200} = 0.0024 < 0.00324 \therefore \text{O.K.}$$

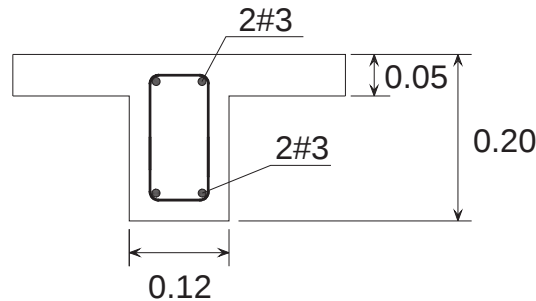
$$\rho_{max} = 0.75 \left[\frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{6000 + f_y} \right] = 0.0121 > 0.00324 \therefore \text{O.K.}$$

$$A_s = \rho b d = 0.00324 \times 12 \times 17.50 = 0.680 \text{ cm}^2$$

- **Armado**

Proponiendo varillas del #3 ($a_i = 0.71\text{cm}^2$)

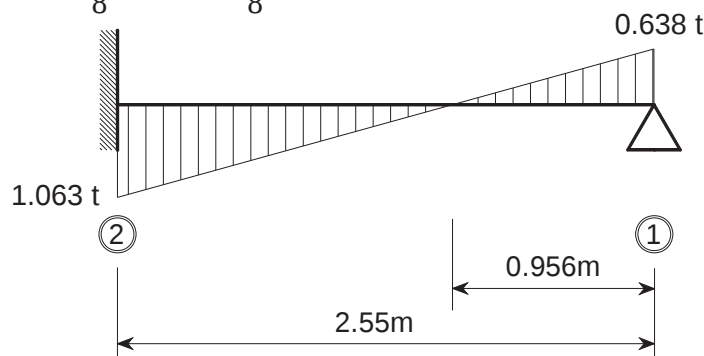
No. de varillas = $0.680\text{cm}^2 / 0.71\text{cm}^2 = 0.96 \therefore 2$ varillas $\therefore$ **2#3 en lecho inferior**



b.-) Diseño por cortante

$$R_1 = V_1 = \frac{3wL}{8} = \frac{3(0.667)(2.55)}{8} = 0.638 \text{ t}$$

$$R_2 = V_2 = \frac{5wL}{8} = \frac{5(0.667)(2.55)}{8} = 1.063 \text{ t}$$



El cortante último se encuentra a una distancia "d".

$$\therefore V_u = 1.4 \times 0.946 = 1.324 \text{ ton}$$

- Se obtiene el porcentaje de acero real (ρ)

$$\rho = \frac{A_{s_real}}{bd} = \frac{2 \text{ varillas}(0.71\text{cm}^2)}{(12)(17.50)} = 0.0068 \quad 0.0024 < 0.0068 < 0.0121 \therefore \text{O.K.}$$

- Resistencia al cortante del concreto

Como $\rho < 0.015$ se puede usar la siguiente formula:

$$V_{cR} = F_R bd(0.20 + 20\rho)\sqrt{f_c^*} \quad ; \quad f_c^* = 0.80 f_c' = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cR} = (0.80)(12)(17.50)(0.20 + 20(0.0068))\sqrt{160} = 714.02 \text{ kg} \quad ; \quad 1.324 \text{ t} > 0.71 \text{ t}$$

$V_u > V_{cR} \therefore$ Por lo tanto requiere refuerzo por tensión diagonal o cortante.

- Separación de estribos

$$s = \frac{F_R A_v f_y d}{V_{sR}} (\sin \theta + \cos \theta)$$

$$V_{sR} = V_u - V_{cR} = 1,324 - 714.02 = 609.98 \text{ kg}$$

Proponiendo estribos con varilla #2.5, esto conforme a la nueva disposición del RCDF – NTC – Concreto, que marca que todas las trabes principales deben ser reforzadas en tensión diagonal por varillas cuando menos de 5/16”.

$$a_i = 0.4948 \text{ cm}^2 \times 2 \text{ ramas} = 0.9896 \text{ cm}^2 = A_v$$

$$s = \frac{(0.80)(0.9896)(4,200)(17.50)}{609.98} = 95.39 \text{ cm}$$

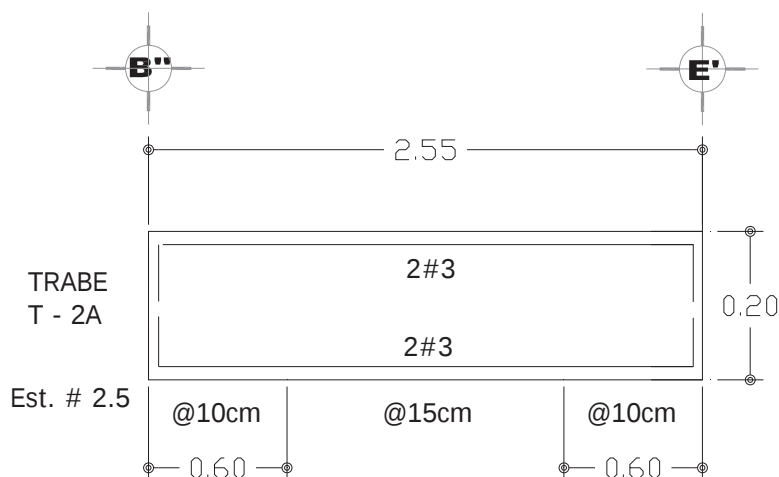
- Comparación con el $S_{\min}$ y $S_{\max}$

$$S_{\min} = 6.00 \text{ cm}$$

$$S_{\max} \begin{cases} 0.50d \dots \text{si} \dots V_{cR} < V_u < 1.5F_R b d \sqrt{f_c^*} \\ 0.25d \dots \text{si} \dots V_u > 1.5F_R b d \sqrt{f_c^*} \end{cases}$$

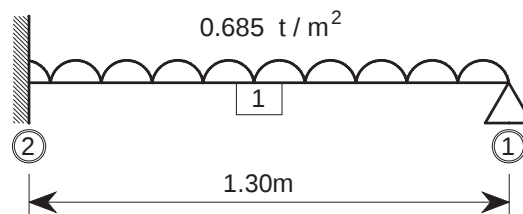
$$1.5F_R b d \sqrt{f_c^*} = 3,187.58 \text{ kg} > 1,324 \text{ kg} > 714.02 \text{ kg} \therefore S_{\max} = 0.50d = 8.75 \text{ cm}$$

$\therefore$ Es #2.5 @ 10.0cm, en zona de confinamiento



3.-) Trabe T – 3A (azotea)

Datos:

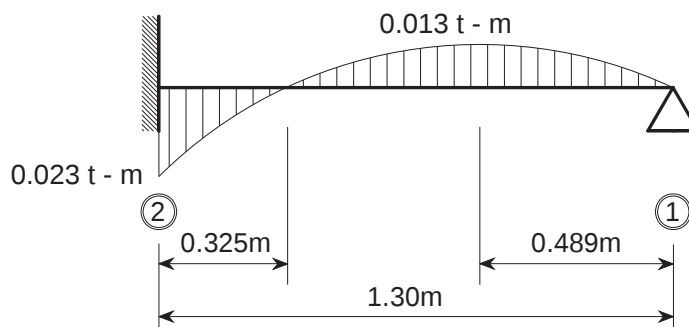
 $b = 12\text{cm}$ $H = 20\text{cm}$ Área Tributaria = 0.4053m^2 Longitud = 1.30m $f'_c = 200\text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4,200\text{ kg/cm}^2$ Recubrimiento = 2.50cm $d = 17.50\text{cm}$ $W_{\text{diseño}} = 0.685\text{ t/m}^2$ **a.-) Diseño por flexión**

$$w_{\text{pasillo}} = 0.685\text{ t/m}^2 \times 0.4053\text{m}^2 = 0.278\text{ t} / 2.55\text{m} = 0.109\text{ t/m}$$

$$w_{\text{total}} = 0.109\text{ t/m}$$

$$M_2 = \frac{wl^2}{8} = \frac{(0.109)(1.30)^2}{8} = 0.023\text{ t - m (negativo)}$$

$$M_1 = \frac{9wl^2}{128} = \frac{9(0.109)(1.30)^2}{128} = 0.013\text{ t - m (positivo)}$$



$$M_u = 1.4 \times 0.023 = \mathbf{0.0322\text{ t - m (negativo)}}$$

$$\rho = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f'_c}} \right] \frac{f'_c}{f_y} = \rho_{\text{req}} = 0.00023$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.7(\sqrt{200})}{4,200} = 0.0024 > 0.00023 \therefore \text{Rige el mínimo}$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \left[\frac{f'_c}{f_y} \frac{6000\beta_1}{6000 + f_y} \right] = 0.0121 > 0.0024 \therefore \text{O.K.}$$

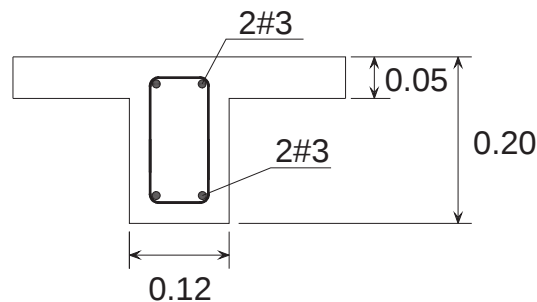
$$A_s = \rho b d = 0.0024 \times 12 \times 17.50 = 0.504 \text{ cm}^2$$

- Armado**

Proponiendo varillas del #3 ($a_i = 0.71 \text{ cm}^2$)

No. de varillas = $0.504 \text{ cm}^2 / 0.71 \text{ cm}^2 = 0.71 \therefore 2$ varillas

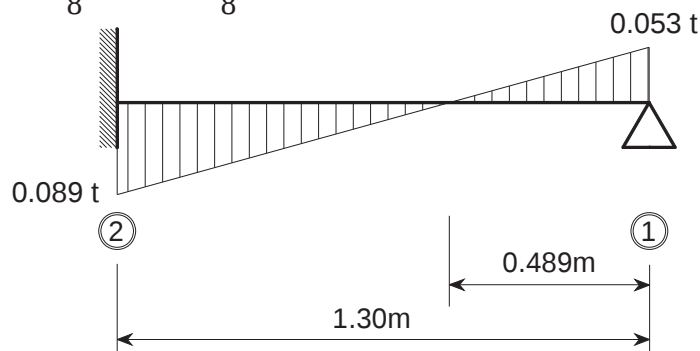
2#3 en lecho superior y 2#3 en lecho inferior



b.-) Cortante

$$R_1 = V_1 = \frac{3wL}{8} = \frac{3(0.109)(1.30)}{8} = 0.053 \text{ t}$$

$$R_2 = V_2 = \frac{5wL}{8} = \frac{5(0.109)(1.30)}{8} = 0.089 \text{ t}$$



El cortante último se encuentra a una distancia "d".

$$\therefore V_u = 1.4 \times 0.070 = 0.098 \text{ ton}$$

- Se obtiene el porcentaje de acero real (ρ)

$$\rho = \frac{A_{s-real}}{bd} = \frac{2 \text{ varillas}(0.71 \text{ cm}^2)}{(12)(17.50)} = 0.0068 \quad 0.0024 < 0.0068 < 0.0121 \therefore \text{O.K.}$$

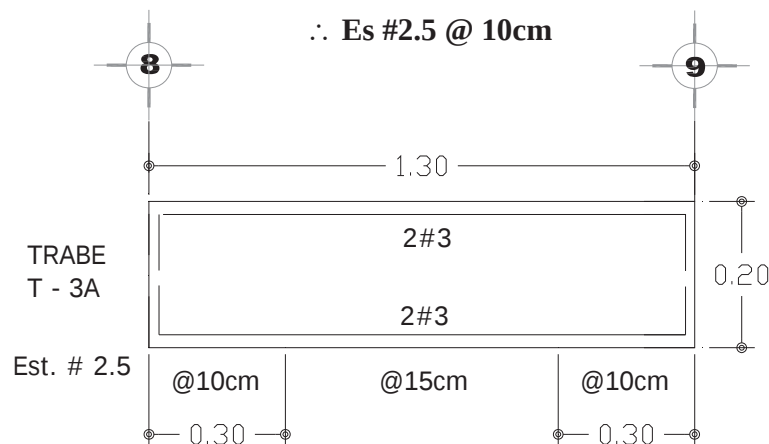
- Resistencia al cortante del concreto

Como $\rho < 0.015$ se puede usar la siguiente formula:

$$V_{cR} = F_R b d (0.20 + 20\rho) \sqrt{f_c^*} \quad ; \quad f_c^* = 0.80 f_c' = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cR} = (0.80)(12)(17.50)(0.20 + 20(0.0068))\sqrt{160} = 714.02 \text{ kg} \quad ; \quad 0.098 \text{ t} < 0.71 \text{ t}$$

$$V_u < V_{cR} \quad \therefore \text{Por lo tanto la separación de estribos será la máxima} = 0.5d$$



4.-) Trabe T – 4A (azotea)

Datos:

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

$$H = 20\text{cm}$$

$$\text{Área Tributaria} = 1.103\text{m}^2$$

$$\text{Longitud} = 1.35\text{m}$$

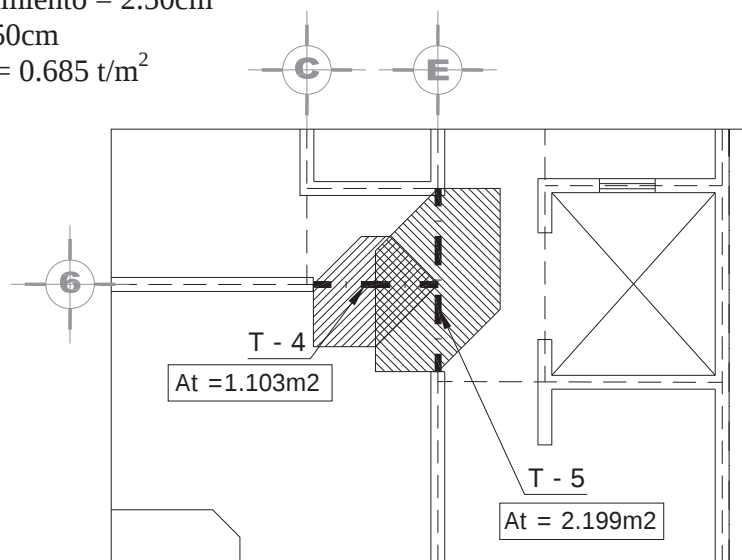
$$f_c' = 200 \text{ kg/cm}^2$$

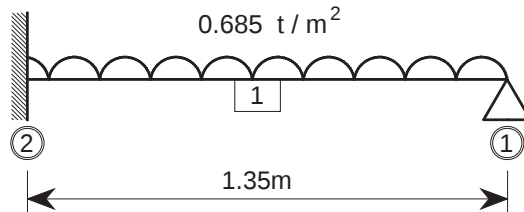
$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Recubrimiento} = 2.50\text{cm}$$

$$d = 17.50\text{cm}$$

$$W_{\text{diseño}} = 0.685 \text{ t/m}^2$$



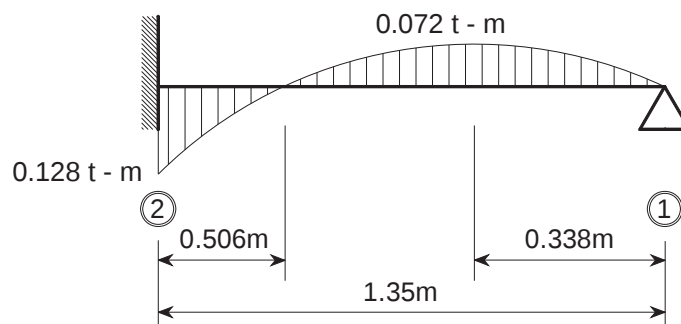
a.-) Diseño por flexión

$$w_{\text{pasillo}} = 0.685 \text{ t/m}^2 \times 1.103 \text{ m}^2 = 0.756 \text{ t} / 1.35 \text{ m} = 0.560 \text{ t/m}$$

$$w_{\text{total}} = 0.560 \text{ t/m}$$

$$M_2 = \frac{wl^2}{8} = \frac{(0.560)(1.35)^2}{8} = 0.128 \text{ t-m (negativo)}$$

$$M_1 = \frac{9wl^2}{128} = \frac{9(0.560)(1.35)^2}{128} = 0.072 \text{ t-m (positivo)}$$



$$M_u = 1.4 \times 0.128 = \mathbf{0.180 \text{ t-m (negativo)}}$$

$$\rho = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f_c''}} \right] \frac{f_c''}{f_y} = \rho_{\text{req}} = 0.00132$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0.7(\sqrt{200})}{4,200} = 0.0024 > 0.00132 \therefore \text{Rige el mínimo}$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.75 \left[\frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{6000 + f_y} \right] = 0.75 \left[\frac{136}{4,200} \frac{6000(0.85)}{6000 + 4200} \right] = 0.0121 > 0.0024 \therefore \text{O.K.}$$

$$A_s = \rho b d = 0.0024 \times 12 \times 17.50 = 0.504 \text{ cm}^2$$

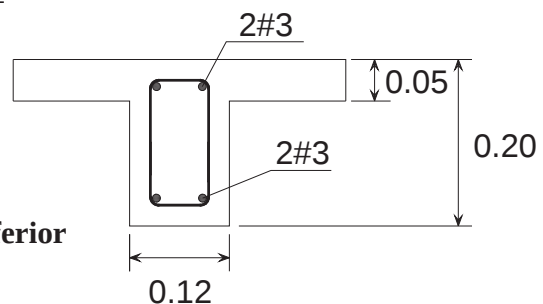
- Armado**

Proponiendo varillas del #3 ($a_i = 0.71 \text{ cm}^2$)

No. de varillas = $0.504 \text{ cm}^2 / 0.71 \text{ cm}^2$

No. de varillas = 0.71 $\therefore$ 2 varillas

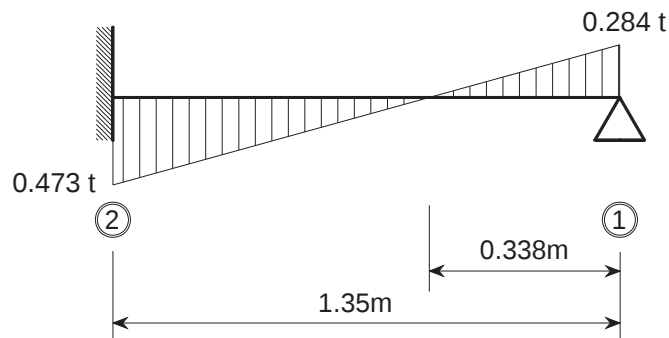
$\therefore$ **2#3 en lecho superior y 2#3 en lecho inferior**



b.-) Diseño por cortante

$$R_1 = V_1 = \frac{3wL}{8} = \frac{3(0.560)(1.35)}{8} = 0.284 \text{ t}$$

$$R_2 = V_2 = \frac{5wL}{8} = \frac{5(0.560)(1.35)}{8} = 0.473 \text{ t}$$



El cortante último se encuentra a una distancia "d".

$$\therefore V_u = 1.4 \times 0.391 = 0.548 \text{ ton}$$

- Se obtiene el porcentaje de acero real (ρ)

$$\rho = \frac{A_{s_real}}{bd} = \frac{2 \text{ varillas}(0.71 \text{ cm}^2)}{(12)(17.50)} = 0.0068 \quad 0.0024 < 0.0068 < 0.0121 \quad \therefore \text{O.K.}$$

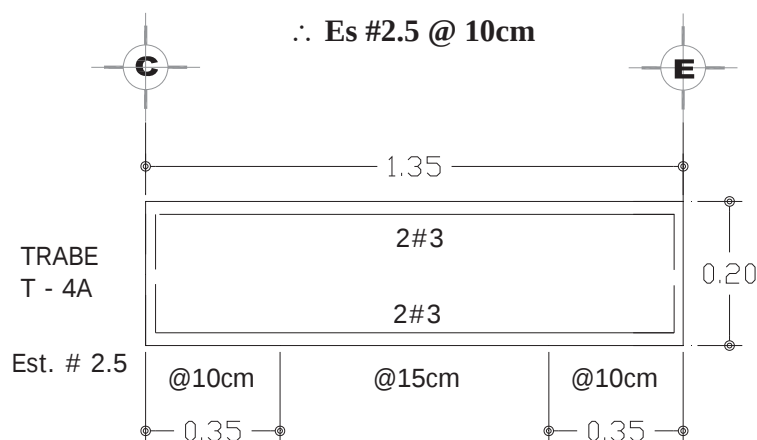
- Resistencia al cortante del concreto

Como $\rho < 0.015$ se puede usar la siguiente formula:

$$V_{cR} = F_R b d (0.20 + 20\rho) \sqrt{f_c^*} \quad ; \quad f_c^* = 0.80 f_c' = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cR} = (0.80)(12)(17.50)(0.20 + 20(0.0068)) \sqrt{160} = 714.02 \text{ kg} \quad ; \quad 0.548 \text{ t} < 0.714 \text{ t}$$

$$V_u < V_{cR} \quad \therefore \text{Por lo tanto la separación de estribos será la máxima} = 0.5d$$



5.-) Trabe T – 5A (azotea)

Datos:

$b = 12\text{cm}$

$H = 20\text{cm}$

Área Tributaria = 2.199m^2

Longitud = 1.90m

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

$f_y = 4,200\text{ kg/cm}^2$

Recubrimiento = 2.50cm

$d = 17.50\text{cm}$

$W_{\text{diseño}} = 0.685\text{ t/m}^2$

$P_{T-4A} = 0.284\text{ t}$

a.-) Diseño por flexión

$$w = 0.685\text{ t/m}^2 \times 2.199\text{m}^2 = 1.506\text{ t} / 1.90\text{m} = 0.793\text{ t/m}$$

$$w_{\text{total}} = 0.793\text{ t/m}$$

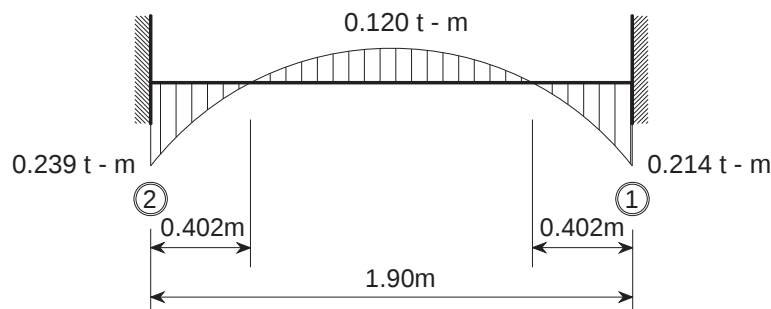
Tesina para obtener el título de Ingeniero Civil

87

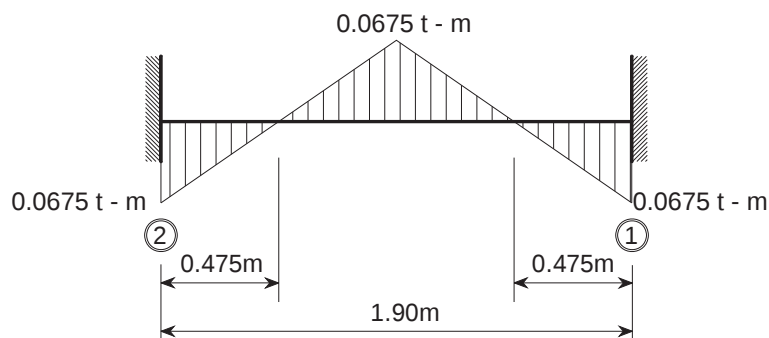
1. Por carga uniformemente repartida:

$$M_{apoyos} = \frac{wl^2}{12} = \frac{(0.793)(1.90)^2}{12} = 0.239 \text{ t - m (negativo)}$$

$$M_{centro} = \frac{wl^2}{24} = \frac{(0.793)(1.90)^2}{24} = 0.120 \text{ t - m (positivo)}$$

**2. Por carga concentrada:**

$$M_{apoyos..y..centro} = \frac{PL}{8} = \frac{(0.284)(1.90)}{8} = 0.0675 \text{ t - m (negativo y positivo)}$$



$$M_{total..negativo} = 0.239 + 0.0675 = 0.307 \text{ t - m}$$

$$M_{total..positivo} = 0.120 + 0.0675 = 0.188 \text{ t - m}$$

$$M_u = 1.4 \times 0.307 = \mathbf{0.430 \text{ t - m (negativo)}}$$

$$\rho = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f_c''}} \right] \frac{f_c''}{f_y} = \rho_{req} = 0.00326$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0.7(\sqrt{200})}{4,200} = 0.0024 > 0.00326 \therefore \text{O.K.}$$

$$\rho_{max} = 0.75 \left[\frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{6000 + f_y} \right] = 0.0121 > 0.00326 \therefore \text{O.K.}$$

$$A_s = \rho b d = 0.00326 \times 12 \times 17.50 = 0.685 \text{ cm}^2$$

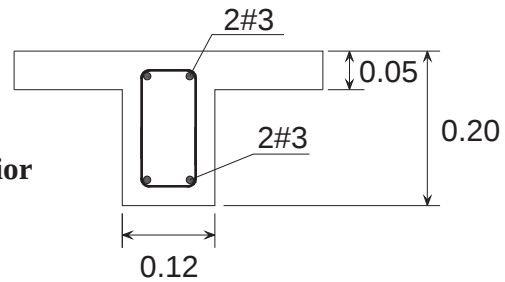
- **Armado**

Proponiendo varillas del #3 ($a_i = 0.71\text{cm}^2$)

No. de varillas = $0.592\text{cm}^2 / 0.71\text{cm}^2 =$

No. de varillas = $0.84 \therefore 2$ varillas

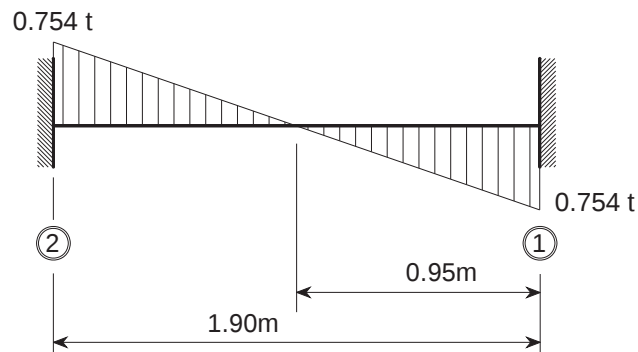
2#3 en lecho superior y 2#3 en lecho inferior



b.-) Cortante

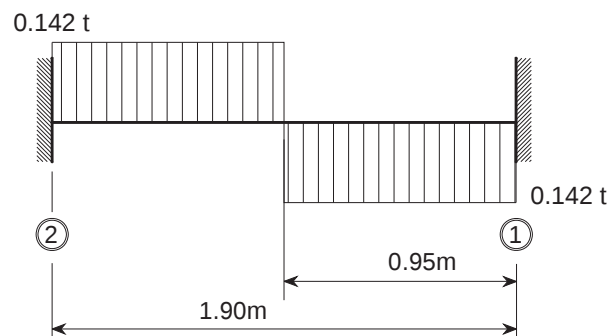
1. Por carga uniformemente repartida:

$$R_{apoyos} = V_{apoyos} = \frac{wL}{2} = \frac{(0.793)(1.90)}{2} = 0.754 \text{ t}$$



2. Por carga concentrada

$$R_{apoyos} = V_{apoyos} = \frac{P}{2} = \frac{0.284}{2} = 0.142 \text{ t}$$



El cortante último se encuentra a una distancia "d".

$$V_{total} = 0.615 + 0.142 = 0.757 \text{ t}$$

$$\therefore V_u = 1.4 \times 0.757 = 1.060 \text{ ton}$$

- Se obtiene el porcentaje de acero real (ρ)

$$\rho = \frac{A_{s_real}}{bd} = \frac{2 \text{ varillas}(0.71\text{cm}^2)}{(12)(17.50)} = 0.0068 \quad 0.0024 < 0.0068 < 0.0121 \therefore \text{O.K.}$$

- Resistencia al cortante del concreto

Como $\rho < 0.015$ se puede usar la siguiente formula:

$$V_{cR} = F_R b d (0.20 + 20\rho) \sqrt{f_c^*} \quad ; \quad f_c^* = 0.80 f_c' = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cR} = (0.80)(12)(17.50)(0.20 + 20(0.0068))\sqrt{160} = 714.02 \text{ kg} \quad ; \quad 1.060 \text{ t} > 0.714 \text{ t}$$

$V_u > V_{cR} \therefore$ Por lo tanto requiere refuerzo por tensión diagonal o cortante.

- Separación de estribos

$$s = \frac{F_R A_v f_y d}{V_{sR}} (\sin \theta + \cos \theta)$$

$$V_{sR} = V_u - V_{cR} = 1,060 - 714.02 = 345.98 \text{ kg}$$

Proponiendo estribos con varilla #2.5, esto conforme a la nueva disposición del RCDF – NTC – Concreto, que marca que todas las trabes principales deben ser reforzadas en tensión diagonal por varillas cuando menos de 5/16".

$$a_i = 0.4948 \text{ cm}^2 \times 2 \text{ ramas} = 0.9896 \text{ cm}^2 = A_v$$

$$s = \frac{(0.80)(0.9896)(4,200)(17.50)}{345.98} = 168.19 \text{ cm}$$

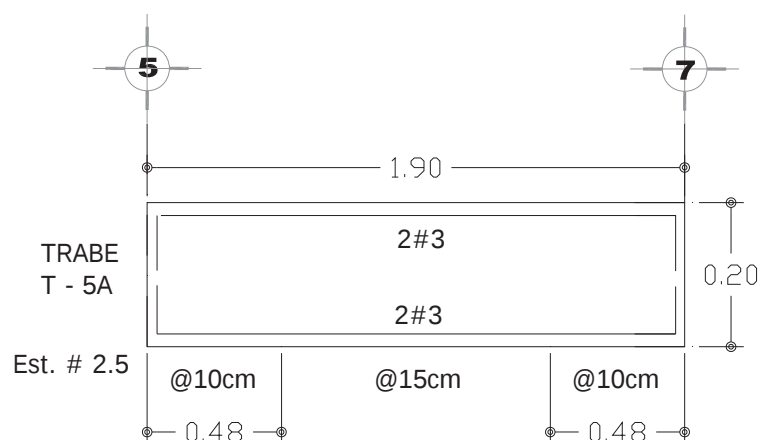
- Comparación con el $S_{\min}$ y $S_{\max}$

$$S_{\min} = 6.00 \text{ cm}$$

$$S_{\max} \begin{cases} 0.50d \text{ si } V_{cR} < V_u < 1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \\ 0.25d \text{ si } V_u > 1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \end{cases}$$

$$1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} = 3,187.58 \text{ kg} > 1,255 \text{ kg} > 714.02 \text{ kg} \therefore S_{\max} = 0.50d = 8.75 \text{ cm}$$

$\therefore$ Es #2.5 @ 10.0cm, en zona de confinamiento



5.1.2.-) TRABES DE ENTREPISO

1.-) Trabe T – 1E (entrepiso)

Datos:

$b = 20\text{cm}$

$H = 30\text{cm}$

Área Tributaria = 10.043m^2

Longitud = 4.20m

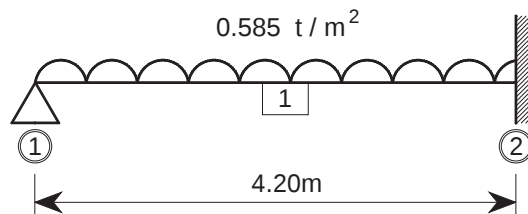
$f'_c = 250\text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4,200\text{ kg/cm}^2$

Recubrimiento = 2.50cm

$d = 27.50\text{cm}$

$W_{\text{diseño}} = 0.585\text{ t/m}^2$

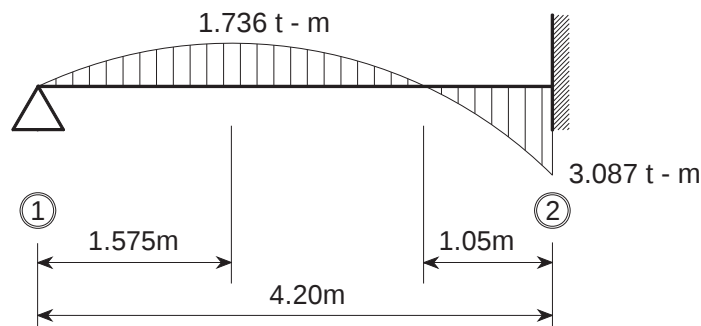


$$w_{\text{pasillo}} = 0.585\text{ t/m}^2 \times 10.043\text{m}^2 = 5.88\text{ t} / 4.20\text{m} = 1.40\text{ t/m}$$

$$w_{\text{total}} = 1.400\text{ t/m}$$

$$M_2 = \frac{wl^2}{8} = \frac{(1.400)(4.20)^2}{8} = 3.087\text{ t-m (negativo)}$$

$$M_1 = \frac{9wl^2}{128} = \frac{9(1.400)(4.20)^2}{128} = 1.736\text{ t-m (positivo)}$$



$$M_u = 1.4 \times 3.087 = 4.322\text{ t-m (negativo)}$$

Al igual que en el caso de la azotea, se propone una trabe peraltada de 30cm, por cuestión de cumplir con la deflexión permisible.

a.-) Flexión

$$\rho = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f'_c}} \right] \frac{f'_c}{f_y} = 0.00844,$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.7(\sqrt{250})}{4,200} = 0.0026 < 0.00844 \therefore \text{O.K.}$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \left[\frac{f_c''}{f_y} \frac{6000\beta_1}{6000 + f_y} \right] = 0.015 > 0.00874 \therefore \text{O.K.}$$

$$A_s = \rho b d = 0.00844 \times 20 \times 27.50 = 4.642 \text{ cm}^2$$

- **Armado**

Proponiendo varillas del #4 ($a_i = 1.27 \text{ cm}^2$)

No. de varillas = $4.642 \text{ cm}^2 / 1.27 \text{ cm}^2 = 3.66 \approx 4$ varillas $\therefore$ **4#4 en lecho inferior**

- **Momento Positivo, diseño por flexión**

$$\rho = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f_c''}} \right] \frac{f_c''}{f_y} = \rho_{\text{req}} = 0.00450$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0.7(\sqrt{250})}{4,200} = 0.0026 < 0.00450 \therefore \text{O.K.}$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \left[\frac{f_c''}{f_y} \frac{6000\beta_1}{6000 + f_y} \right] = 0.75 \left[\frac{170}{4,200} \frac{6000(0.85)}{6000 + 4200} \right] = 0.015 > 0.00450 \therefore \text{O.K.}$$

$$A_s = \rho b d = 0.00450 \times 20 \times 27.50 = 2.476 \text{ cm}^2$$

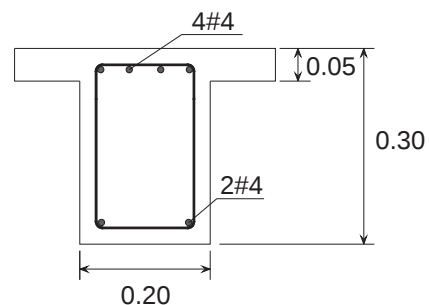
- **Armado**

Proponiendo varillas del #4 ($a_i = 1.27 \text{ cm}^2$)

No. de varillas = $2.476 \text{ cm}^2 / 1.27 \text{ cm}^2 = 1.95$

No. de varillas = 2 varillas

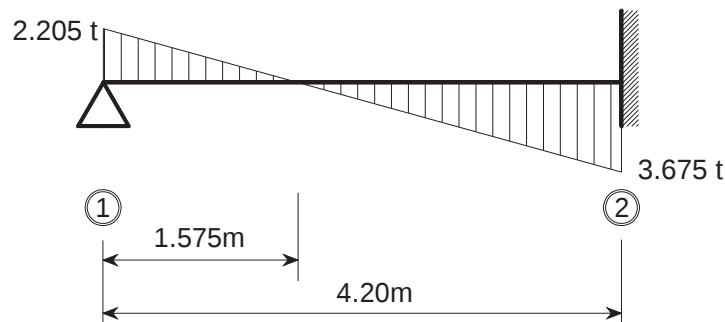
$\therefore$ **2#4 en lecho inferior**



b.-) Diseño por cortante

$$R_1 = V_1 = \frac{3wL}{8} = \frac{3(1.400)(4.20)}{8} = 2.205 \text{ t}$$

$$R_2 = V_2 = \frac{5wL}{8} = \frac{5(1.400)(4.20)}{8} = 3.675 \text{ t}$$



Ubicando el cortante último (V_u) a una distancia “d”.

$$\therefore V_u = 1.4 \times 3.29 = \mathbf{4.606 \text{ ton}}$$

- Se obtiene el porcentaje de acero real (ρ)

$$\rho = \frac{A_{s_real}}{bd} = \frac{4 \text{ varillas}(1.27 \text{ cm}^2)}{(20)(27.50)} = 0.00924 \quad 0.0026 < 0.00924 < 0.015 \quad \therefore \text{O.K.}$$

- Resistencia al cortante del concreto

Como $\rho < 0.015$ se puede usar la siguiente formula:

$$V_{cR} = F_R bd(0.20 + 20\rho)\sqrt{f_c^*} \quad ; \quad f_c^* = 0.80 f_c' = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cR} = (0.80)(20)(27.50)(0.20 + 20(0.00924))\sqrt{200} = 2,394.43 \text{ kg}; \quad 4.606 \text{ t} > 2.39 \text{ t}$$

$$V_u > V_{cR} \quad \therefore \text{Por lo tanto requiere refuerzo por tensión diagonal o cortante.}$$

- Separación de estribos

$$s = \frac{F_R A_v f_y d}{V_{sR}} (\sen \theta + \cos \theta)$$

$$V_{sR} = V_u - V_{cR} = 4,606 - 2,394.43 = 2,211.57 \text{ kg}$$

Proponiendo estribos con varilla #2.5, esto conforme a la nueva disposición del RCDF – NTC – Concreto, que marca que todas las trabes principales deben ser reforzadas en tensión diagonal por varillas cuando menos de 5/16”.

$$a_1 = 0.4948 \text{ cm}^2 \times 2 \text{ ramas} = 0.9896 \text{ cm}^2 = A_v$$

$$s = \frac{(0.80)(0.9896)(4,200)(27.50)}{2,211.57} = 41.35 \text{ cm}$$

- Comparación con el $S_{\min}$ y $S_{\max}$

$$S_{\min} = 6.00 \text{ cm}$$

$$S_{\max} \begin{cases} 0.50d \dots \text{si} \dots V_{cR} < V_u < 1.5 F_R bd \sqrt{f_c^*} \\ 0.25d \dots \text{si} \dots V_u > 1.5 F_R bd \sqrt{f_c^*} \end{cases}$$

$$1.5 F_R bd \sqrt{f_c^*} = 9,333.81 \text{ kg} > 4,606 \text{ kg} > 2,394.43 \text{ kg} \quad \therefore S_{\max} = 0.50d = 13.75 \text{ cm}$$

$\therefore$ Es #2.5 @ 15.00cm, en zona de confinamiento

- **Longitud de desarrollo**

$$L_{db} = \frac{a_s f_y}{3(c + K_{tr})\sqrt{f'_c}} \geq 0.11 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

Donde:

L_{db} = Longitud de desarrollo básica

a_s = Área transversal de la barra

c = recubrimiento

K_{tr} = Índice de refuerzo transversal, que puede ser considerado cero, para facilitar el diseño.

d_b = Diámetro nominal de una barra.

$$a_s = 1.27\text{cm}^2$$

$$c = 2.50\text{cm}$$

$$d_b = 1.27\text{cm}$$

$$L_{db} = \frac{(1.27)(4,200)}{3(2.50 + 0)\sqrt{250}} = 44.98\text{m} > 0.11 \frac{(1.27)(4,200)}{\sqrt{250}} = 37.11 \therefore \text{O.K.}$$

La longitud de desarrollo total se obtiene multiplicando el valor anterior por un factor de la tabla 5.1, de la pág. 38 del RCDF – NTC – Concreto, sección 5.1.

- Factor de tabla 5.1 = 0.80 (Barras de diámetro igual a 1.91cm o menor)

$$L_d = 0.80 \times 45.00\text{cm} = 36.00\text{cm}$$

Recordando el diagrama de momentos, el momento negativo corta a una distancia de 1.05m, por lo tanto la longitud de desarrollo se le suma a este último valor dando como resultado 1.40m.

c.-) Revisión por deflexión (concreto clase 1)

Sección 3.2, pág. 32 RCDF – NTC – Concreto

$$\delta_{\max} \leq \delta_{\text{perm}}$$

$$\delta_{\max} = \frac{wl^4}{185E_c I_e}$$

$$E_c = 14,000\sqrt{f'_c} = 14,000\sqrt{250} = 221,359.44 \text{ kg/cm}^2$$

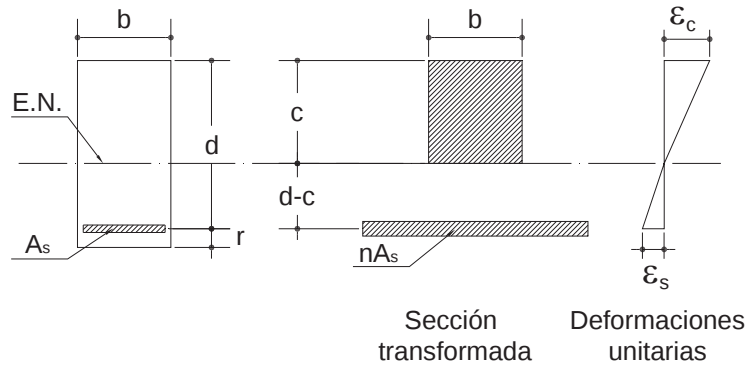
$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{(20)(30)^3}{12} = 45,000\text{cm}^4$$

$$I_e = \left(\frac{M_{ag}}{M_{\max}} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{ag}}{M_{\max}} \right)^3 \right] I_{ag}$$

$$M_{ag} = \frac{\overline{f}_f I_g}{h_2}$$

$$\overline{f}_f = 2.0\sqrt{f'_c}, \text{ para concreto clase 1, } f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2, \overline{f}_f = 31.62 \text{ kg/cm}^2$$

h_2 = distancia entre el eje neutro y la fibra más esforzada a tensión, $(d-c) + r$



- Obtención de la posición del eje neutro.

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.0 \times 10^6}{221,359.44} = 9.04$$

$$A_t = nA_s = 9.04 \times (3 \times 1.27 \text{ cm}^2) = 34.44 \text{ cm}^2$$

$$\text{Profundidad del eje neutro} = \frac{bc^2}{2} = nA_s(d-c) = \frac{20(c)^2}{2} = 34.44(27.50 - c)$$

$$c^2 + 3.444c - 94.71 = 0$$

$$c = 8.16 \text{ cm}$$

- Cálculo del momento de inercia respecto al eje neutro (I_{ag})

$$I_{ag} = \frac{bc^3}{3} + nA_s(d-c)^2 = \frac{(20)(8.16)^3}{3} + (9.04)(3.81)(27.50 - 8.16)^2 = 16,504.94 \text{ cm}^4$$

$$I_{ag} = 16,504.94 \text{ cm}^4 < 45,000 \text{ cm}^4 \therefore \text{O.K.}$$

- Cálculo de h_2

$$h_2 = (d-c) + r = (27.50 - 8.16) + 2.50 = 21.84 \text{ cm}$$

- Cálculo del Momento de agrietamiento

$$M_{ag} = \frac{\overline{f}_f I_g}{h_2} = \frac{(31.62)(45,000)}{21.84} = 65,151.10 \text{ kg-cm}$$

$$M_{máx} = 284,200 \text{ kg-cm}$$

- Cálculo del momento de inercia efectivo

$$I_e = \left(\frac{M_{ag}}{M_{máx}} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{ag}}{M_{máx}} \right)^3 \right] I_{ag}$$

$$I_e = \left(\frac{65,151.10}{284,200} \right)^3 45,000 + \left[1 - \left(\frac{65,151.10}{284,200} \right)^3 \right] 16,504.94$$

$$I_e = 16,848.23 \text{ cm}^4 < 45,000 \text{ cm}^4$$

- Cálculo de la deflexión máxima inmediata

$$\delta_{\max} = \frac{wl^4}{185E_c I_e}$$

$$\delta_{\max} = \frac{(16.38 \text{ kg/cm})(420)^4}{185(221,359.44)(16,848.23)} = 0.74 \text{ cm}$$

- Cálculo de la deflexión diferida

Según lo estipulado en el RCDF – NTC – Concreto, sección 3.2.1.2, la deflexión diferida se calculará multiplicando la flecha inmediata por el siguiente factor:

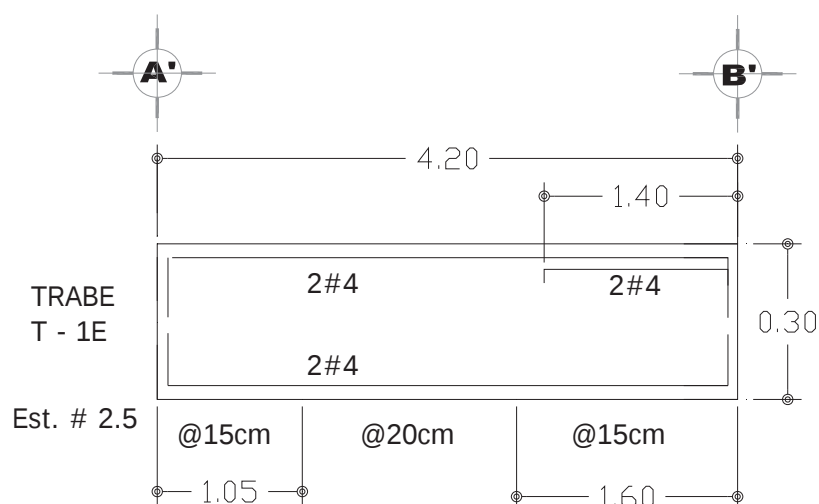
$$\frac{4}{1 + 50\rho'} \dots\dots\dots \text{Para concreto clase 2}$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{bd} \dots \text{cuantía de acero en compresión} = \frac{(3)(1.27)}{(20)(27.50)} = 0.0069$$

$$\text{Deflexión diferida} = 0.74 \left(\frac{4}{1 + 50(0.0069)} \right) = 1.10 \text{ cm}$$

Deflexión Total = 1.10cm + 0.74cm = 1.84cm

$$\delta_{\text{perm}} = \frac{420}{240} + 0.5 = 2.25 \text{ cm} \quad \delta_{\max} < \delta_{\text{perm}} \quad \therefore \text{El peralte CUMPLE}$$



2.-) Trabe T – 2E (entrepiso)

Datos:

$b = 12\text{cm}$

$H = 20\text{cm}$

$\text{Área Tributaria Pasillo} = 1.448\text{m}^2$

$\text{Área Tributaria Escalera} = 0.865\text{m}^2$

$\text{Longitud} = 2.55\text{m}$

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

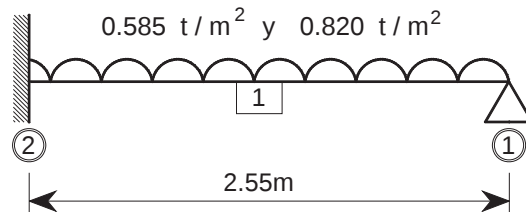
$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

$\text{Recubrimiento} = 2.50\text{cm}$

$d = 17.50\text{cm}$

$w_{\text{pasillo}} = 0.585 \text{ t/m}^2$

$w_{\text{escalera}} w = 0.820 \text{ t/m}^2$



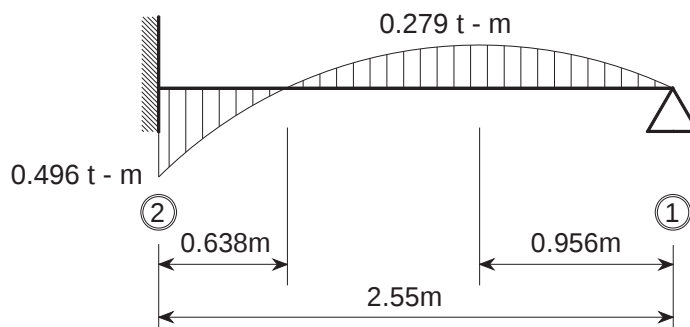
$$w_{\text{pasillo}} = 0.585 \text{ t/m}^2 \times 1.448\text{m}^2 = 0.847 \text{ t} / 2.55\text{m} = 0.332 \text{ t/m}$$

$$w_{\text{escalera}} = 0.820 \text{ t/m}^2 \times 0.865\text{m}^2 = 0.709 \text{ t} / 2.55\text{m} = 0.278 \text{ t/m}$$

$$w_{\text{total}} = 0.332 + 0.278 = 0.610 \text{ t/m}$$

$$M_2 = \frac{wl^2}{8} = \frac{(0.610)(2.55)^2}{8} = 0.496 \text{ t-m (negativo)}$$

$$M_1 = \frac{9wl^2}{128} = \frac{9(0.610)(2.55)^2}{128} = 0.279 \text{ t-m (positivo)}$$



$$M_u = 1.4 \times 0.496 = \mathbf{0.695 \text{ t-m (negativo)}}$$

$$\rho = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f'_c}} \right] \frac{f'_c}{f_y} = \rho_{\text{req}} = 0.00546$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.7(\sqrt{200})}{4,200} = 0.0024 < 0.00546 \therefore \text{O.K.}$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \left[\frac{f_c''}{f_y} \frac{6000\beta_1}{6000 + f_y} \right] = 0.0121 > 0.00546 \therefore \text{O.K.}$$

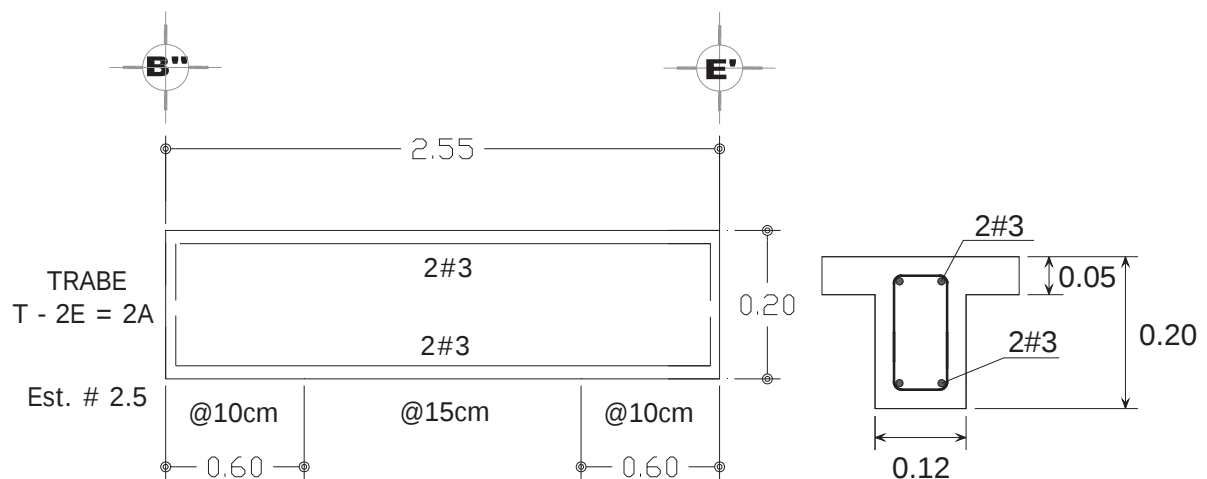
$$A_s = \rho b d = 0.00546 \times 12 \times 17.50 = 1.15 \text{ cm}^2$$

- Armado**

Proponiendo varillas del #3 ($a_i = 0.71 \text{ cm}^2$)

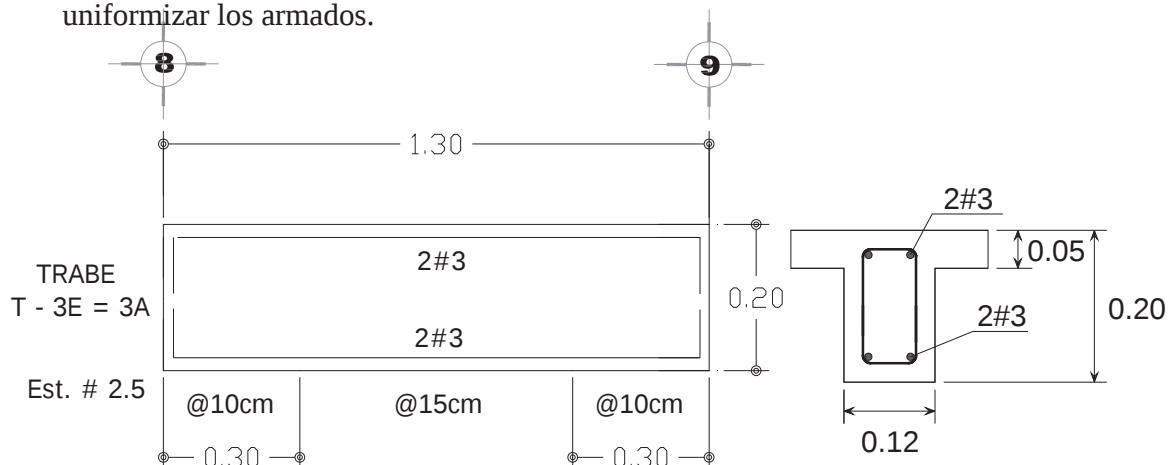
No. de varillas = $1.15 \text{ cm}^2 / 0.71 \text{ cm}^2 = 1.62 \approx 2$ varillas $\therefore$ **2#3 en lecho superior**

Debido a que la carga actuante en la trabe T – 2E es ligeramente menor que la actuante en T – 2A, y el armado en lecho inferior de esta ultima resulto ser cubierto con 0.68 cm^2 de acero solamente, por lo tanto será el mismo armado que la T – 2A.



3.-) Trabe T – 3E (entrepiso)

La trabe T – 3E, tienen una carga más ligera que la T – 3A, y esta última se cubrió con el armado mínimo, sin embargo se armó con 4 vars #3 con el objeto de uniformizar los armados.



4.-) Trabe T – 4E (entrepiso)

Datos:

$b = 12\text{cm}$

$H = 20\text{cm}$

$\text{Área Tributaria} = 0.8775\text{m}^2$

$\text{Longitud} = 1.35\text{m}$

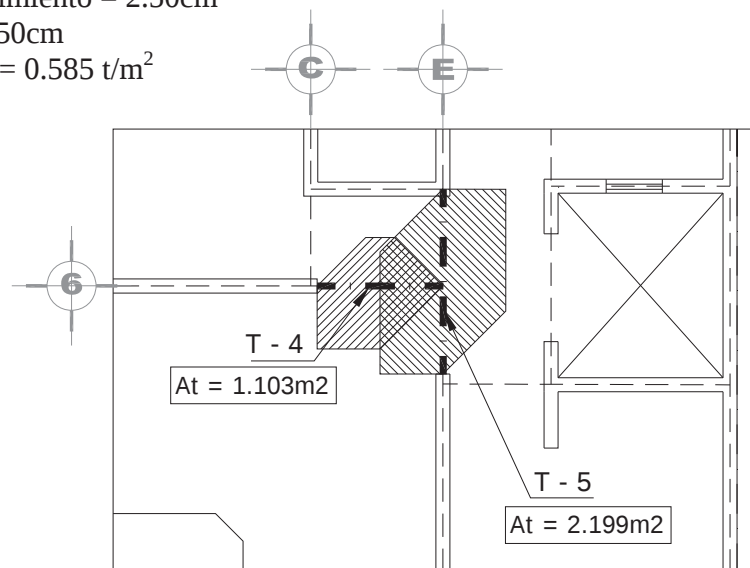
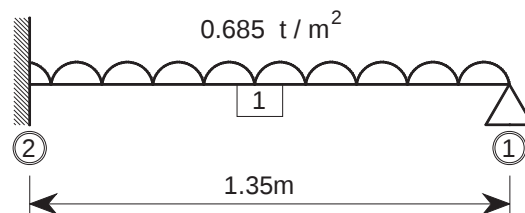
$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

$\text{Recubrimiento} = 2.50\text{cm}$

$d = 17.50\text{cm}$

$W_{\text{diseño}} = 0.585 \text{ t/m}^2$

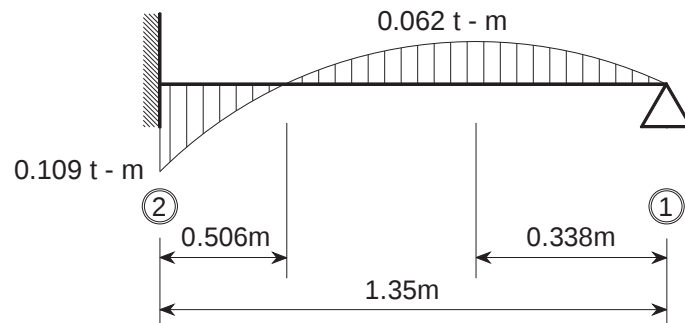
**a.-) Diseño por flexión**

$$w_{\text{pasillo}} = 0.585 \text{ t/m}^2 \times 1.103\text{m}^2 = 0.645 \text{ t} / 1.35\text{m} = 0.478 \text{ t/m}$$

$$w_{\text{total}} = 0.478 \text{ t/m}$$

$$M_2 = \frac{wl^2}{8} = \frac{(0.478)(1.35)^2}{8} = 0.109 \text{ t-m (negativo)}$$

$$M_1 = \frac{9wl^2}{128} = \frac{9(0.478)(1.35)^2}{128} = 0.062 \text{ t-m (positivo)}$$



$$M_u = 1.4 \times 0.109 = \mathbf{0.153 \text{ t - m (negativo)}}$$

$$\rho = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f_c''}} \right] \frac{f_c''}{f_y} = \rho_{req} = 0.00112$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0.7(\sqrt{200})}{4,200} = 0.0024 > 0.00112 \therefore \text{Rige el mínimo}$$

$$\rho_{max} = 0.75 \left[\frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{6000 + f_y} \right] = 0.75 \left[\frac{136}{4,200} \frac{6000(0.85)}{6000 + 4200} \right] = 0.0121 > 0.0024 \therefore \text{O.K.}$$

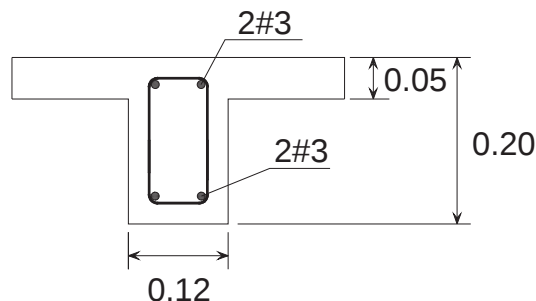
$$A_s = \rho b d = 0.0024 \times 12 \times 17.50 = 0.504 \text{ cm}^2$$

- Armado**

Proponiendo varillas del #3 ($a_i = 0.71 \text{ cm}^2$)

No. de varillas = $0.504 \text{ cm}^2 / 0.71 \text{ cm}^2 = 0.71 \therefore 2$ varillas

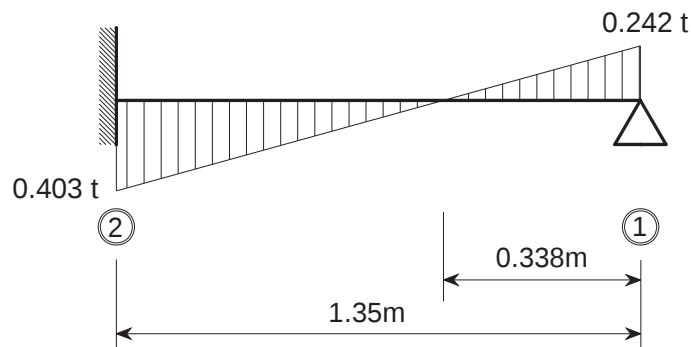
2#3 en lecho superior y 2#3 en lecho inferior



b.-) Diseño por cortante

$$R_1 = V_1 = \frac{3wL}{8} = \frac{3(0.478)(1.35)}{8} = 0.242 \text{ t}$$

$$R_2 = V_2 = \frac{5wL}{8} = \frac{5(0.478)(1.35)}{8} = 0.403 \text{ t}$$



El cortante último se encuentra a una distancia "d".

$$\therefore V_u = 1.4 \times 0.333 = 0.466 \text{ ton}$$

- Se obtiene el porcentaje de acero real (ρ)

$$\rho = \frac{A_{s_real}}{bd} = \frac{2 \text{ varillas}(0.71 \text{ cm}^2)}{(12)(17.50)} = 0.0068 \quad 0.0024 < 0.0068 < 0.0121 \quad \therefore \text{O.K.}$$

- Resistencia al cortante del concreto

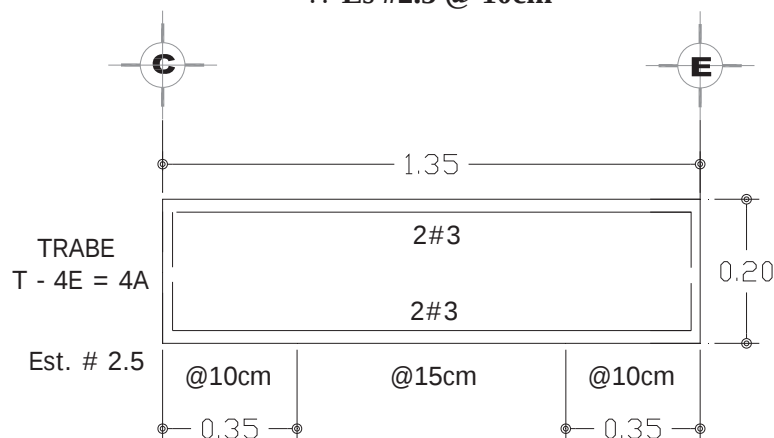
Como $\rho < 0.015$ se puede usar la siguiente formula:

$$V_{cR} = F_R bd(0.20 + 20\rho)\sqrt{f_c^*} \quad ; \quad f_c^* = 0.80 f_c' = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cR} = (0.80)(12)(17.50)(0.20 + 20(0.0068))\sqrt{160} = 714.02 \text{ kg} \quad ; \quad 0.466 \text{ t} < 0.714 \text{ t}$$

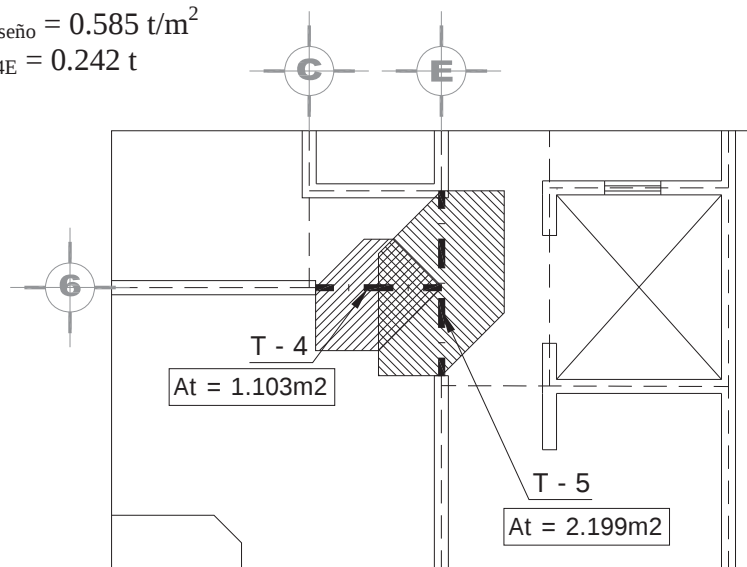
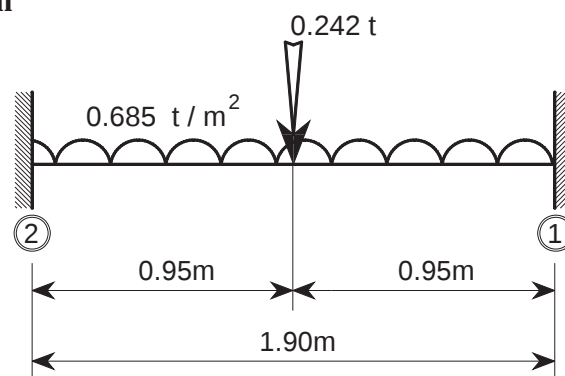
$$V_u < V_{cR} \quad \therefore \text{Por lo tanto la separación de estribos será la máxima} = 0.5d$$

$\therefore$ Es #2.5 @ 10cm



5.-) Trabe T – 5E (entrepiso)

Datos:

 $b = 12\text{cm}$ $H = 20\text{cm}$ Área Tributaria = 2.199m^2 Longitud = 1.90m $f'_c = 200\text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4,200\text{ kg/cm}^2$ Recubrimiento = 2.50cm $d = 17.50\text{cm}$ $W_{\text{diseño}} = 0.585\text{ t/m}^2$ $P_{T-4E} = 0.242\text{ t}$ **a.-) Diseño por flexión**

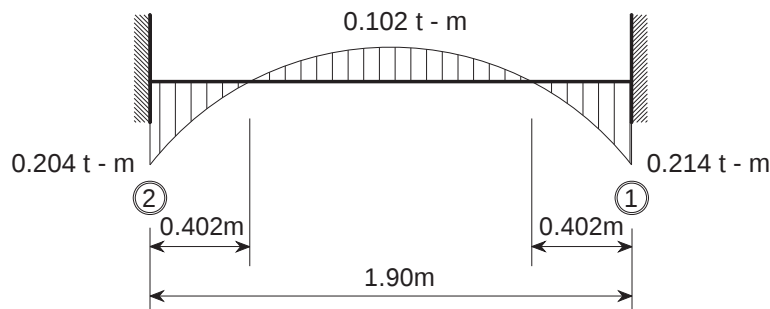
$$w = 0.585\text{ t/m}^2 \times 2.199\text{m}^2 = 1.287\text{ t} / 1.90\text{m} = 0.677\text{ t/m}$$

$$w_{\text{total}} = 0.677\text{ t/m}$$

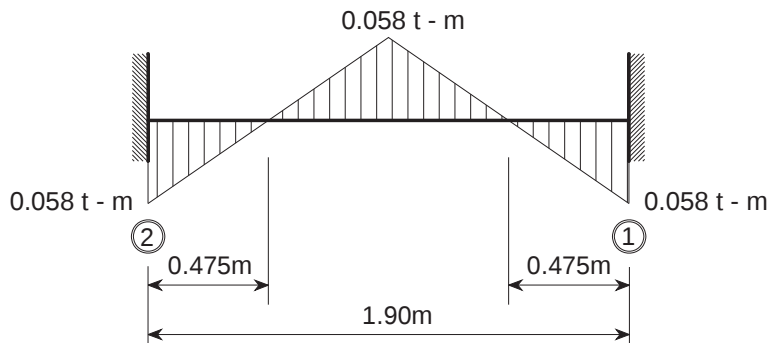
1.- Por carga uniformemente repartida:

$$M_{apoyos} = \frac{wl^2}{12} = \frac{(0.677)(1.90)^2}{12} = 0.204 \text{ t - m (negativo)}$$

$$M_{centro} = \frac{wl^2}{24} = \frac{(0.677)(1.90)^2}{24} = 0.102 \text{ t - m (positivo)}$$

**2.- Por carga concentrada:**

$$M_{apoyos..y..centro} = \frac{PL}{8} = \frac{(0.242)(1.90)}{8} = 0.058 \text{ t - m (negativo y positivo)}$$



$$M_{total..negativo} = 0.204 + 0.058 = 0.262 \text{ t - m}$$

$$M_{total..positivo} = 0.102 + 0.058 = 0.160 \text{ t - m}$$

$$M_u = 1.4 \times 0.262 = \mathbf{0.367 \text{ t - m (negativo)}}$$

$$\rho = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f_c''}} \right] \frac{f_c''}{f_y} = \rho_{req} = 0.00276$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0.7(\sqrt{200})}{4,200} = 0.0024 > 0.00276 \therefore \text{O.K.}$$

$$\rho_{max} = 0.75 \left[\frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{6000 + f_y} \right] = 0.0121 > 0.00276 \therefore \text{O.K.}$$

$$A_s = \rho b d = 0.00276 \times 12 \times 17.50 = 0.580 \text{ cm}^2$$

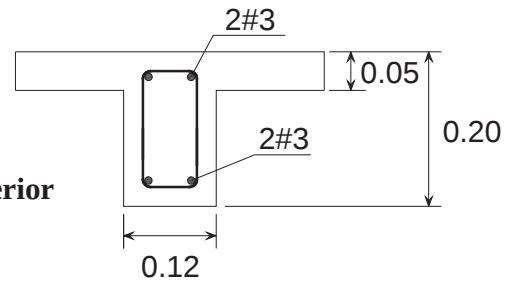
- **Armado**

Proponiendo varillas del #3 ($a_i = 0.71\text{cm}^2$)

No. de varillas = $0.580\text{cm}^2 / 0.71\text{cm}^2$

No. de varillas = $0.82 \therefore 2$ varillas

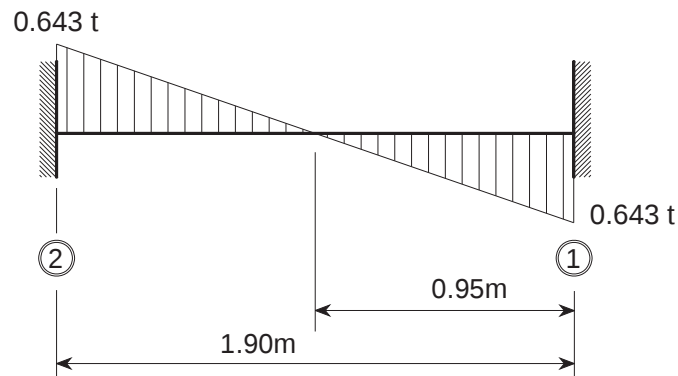
$\therefore$ **2#3 en lecho superior y 2#3 en lecho inferior**



b.-) Diseño por cortante

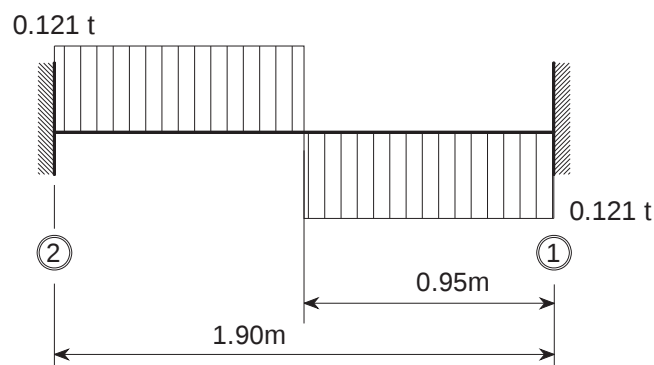
1.- Por carga uniformemente repartida:

$$R_{apoyos} = V_{apoyos} = \frac{wL}{2} = \frac{(0.677)(1.90)}{2} = 0.643 \text{ t}$$



2.- Por carga concentrada:

$$R_{apoyos} = V_{apoyos} = \frac{P}{2} = \frac{0.242}{2} = 0.121 \text{ t}$$



El cortante último se encuentra a una distancia “d”.

$$V_{total} = 0.525 + 0.121 = 0.646 \text{ t}$$

$$\therefore V_u = 1.4 \times 0.646 = 0.905 \text{ ton}$$

- Se obtiene el porcentaje de acero real (ρ)

$$\rho = \frac{A_{s_real}}{bd} = \frac{2 \text{ varillas}(0.71 \text{ cm}^2)}{(12)(17.50)} = 0.0068 \quad 0.0024 < 0.0068 < 0.0121 \quad \therefore \text{O.K.}$$

- Resistencia al cortante del concreto

Como $\rho < 0.015$ se puede usar la siguiente formula:

$$V_{cR} = F_R bd (0.20 + 20\rho) \sqrt{f_c^*} \quad ; \quad f_c^* = 0.80 f_c' = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cR} = (0.80)(12)(17.50)(0.20 + 20(0.0068)) \sqrt{160} = 714.02 \text{ kg} \quad ; \quad 0.905 \text{ t} > 0.714 \text{ t}$$

$V_u > V_{cR} \quad \therefore$ Por lo tanto requiere refuerzo por tensión diagonal o cortante.

- Separación de estribos

$$s = \frac{F_R A_v f_y d}{V_{sR}} (\sen \theta + \cos \theta)$$

$$V_{sR} = V_u - V_{cR} = 905.0 - 714.02 = 190.98 \text{ kg}$$

Proponiendo estribos con varilla #2.5, esto conforme a la nueva disposición del RCDF – NTC – Concreto, que marca que todas las trabes principales deben ser reforzadas en tensión diagonal por varillas cuando menos de 5/16".

$$a_i = 0.4948 \text{ cm}^2 \times 2 \text{ ramas} = 0.9896 \text{ cm}^2 = A_v$$

$$s = \frac{(0.80)(0.9896)(4,200)(17.50)}{190.98} = 304.68 \text{ cm}$$

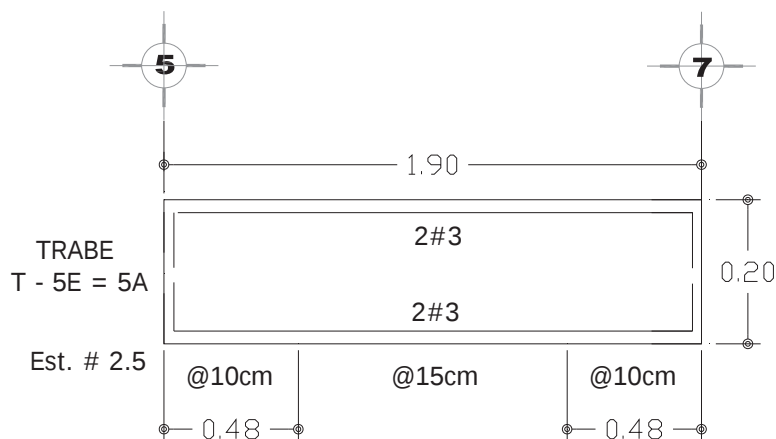
- Comparación con el $S_{\min}$ y $S_{\max}$

$$S_{\min} = 6.00 \text{ cm}$$

$$S_{\max} \begin{cases} 0.50d \dots \text{si} \dots V_{cR} < V_u < 1.5 F_R bd \sqrt{f_c^*} \\ 0.25d \dots \text{si} \dots V_u > 1.5 F_R bd \sqrt{f_c^*} \end{cases}$$

$$1.5 F_R bd \sqrt{f_c^*} = 3,187.58 \text{ kg} > 905.0 \text{ kg} > 714.02 \text{ kg} \quad \therefore S_{\max} = 0.50d = 8.75 \text{ cm}$$

$\therefore$ Es #2.5 @ 10.0cm, en zona de confinamiento



5.2.- DISEÑO DE DALAS DE CERRAMIENTO

Para el diseño de dalas y castillos el RCDF – NTC – Mampostería, Pág. 21, sección 5.1.1., recomienda lo siguiente:

- Existirán castillos por lo menos en los extremos de los muros e intersecciones con otros muros, y en puntos intermedios del muro a una separación no mayor que $1.5H$ ni 4.00m . Los parapetos o pretilas deberán tener castillos con una separación no mayor que 4.00m .
- Existirá una dala en todo extremo horizontal de muro, a menos que este último esté ligado a un elemento de concreto reforzado con un peralte mínimo de 100mm . Aún en este caso, se deberá colocar refuerzo longitudinal y transversal como lo establecen los incisos 5.1.1.e y 5.1.1.g. Además, existirán dalas en el interior del muro a una separación no mayor de 3.00m y en la parte superior de parapetos o pretilas cuya altura sea superior a 500mm .
- Los castillos y dalas tendrán como dimensión mínima el espesor del muro, t .
- El concreto de castillos y dalas tendrá una resistencia a compresión f'_c , no menor de 150 kg/cm^2 .
- El refuerzo longitudinal del castillo y dala deberá dimensionarse para resistir las componentes vertical y horizontal correspondientes del puntal de compresión que se desarrolla en la mampostería para resistir las cargas laterales y verticales. En cualquier caso, estará formado por lo menos de tres barras, cuya área total sea al menos igual a la obtenida con la ec. 5.1.

$$A_s = 0.2 \frac{f'_c}{f_y} t^2 \dots\dots\dots (5.1)$$

Donde A_s es el área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en el castillo o en la dala.

- El refuerzo longitudinal del castillo y dala estará en los extremos que limitan el muro de manera que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia.
- Los castillos y dalas estarán reforzados transversalmente por estribos cerrados y con un área, A_{sc} , al menos igual a la calculada con la ec. 5.2.

$$A_{sc} = \frac{1000s}{f_y h_c} \dots\dots\dots (5.2)$$

Donde h_c es la dimensión del castillo o dala en el plano del muro. La separación de los estribos, s , no excederá de $1.5t$ ni de 200mm .

- Cuando la resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería, ν_m^* , sea superior a 6 kg/cm^2 , se suministrará refuerzo transversal, con área igual a la calculada con la ec. 5.2 y con una separación no mayor que una hilada dentro de una longitud H_o en cada extremo de los castillos.

H_o se tomará como el mayor de $H/6$, $2h_c$ y 400mm .

5.2.1.- Cálculo del refuerzo longitudinal de dalas y castillos tipo

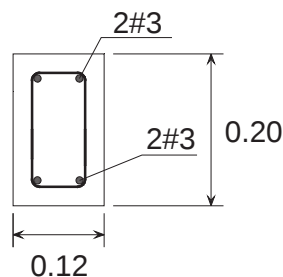
$$A_s = 0.2 \frac{f'_c}{f_y} t^2 = 0.2 \frac{150}{4,200} (12)^2 = 1.029 \text{ cm}^2$$

- **Armado**

Proponiendo varillas del #3 ($a_i = 0.71 \text{ cm}^2$)

No. de varillas = $1.029 \text{ cm}^2 / 0.71 \text{ cm}^2 = 1.55 \therefore 2$ varillas, sin embargo, el armado mínimo son 3 varillas, pero por ser secciones rectangulares se armaran con 4 varillas.

$\therefore$ 2#3 por lecho



5.2.2.- Cálculo del refuerzo transversal de dalas y castillos tipo

$$s = 1.5 t = 1.5 \times 12 \text{ cm} = 18 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \therefore s = 18.0 \text{ cm}$$

Proponiendo como estribos varilla del #2 en dos ramas ($a_i = 0.317 \text{ cm}^2$)

Diam. = 6.35 mm

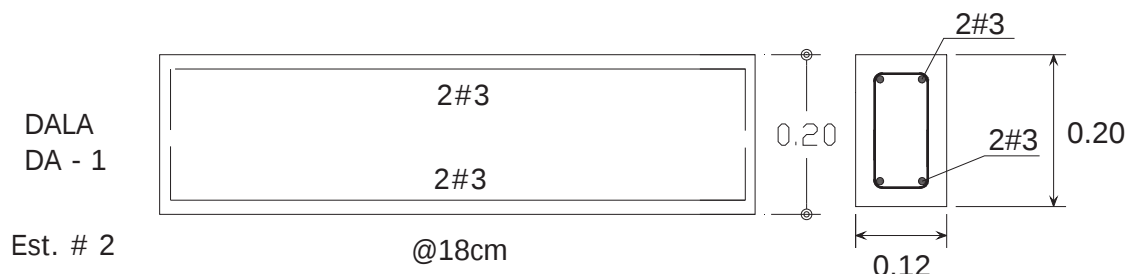
$$A_{sc} = \frac{1000s}{f_y h_c} = \frac{1000(18)}{(2,350)(12)} = 0.638 \text{ cm}^2$$

Utilizando 2 ramas, tenemos un $A_{sc, Real} = 0.317 \times 2 = 0.634 \text{ cm}^2 \approx 0.638 \text{ cm}^2$

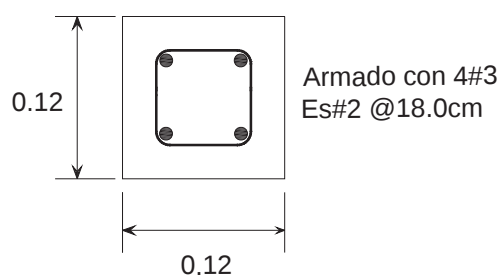
$\therefore$ O.K.

$\therefore$ Es #2 @18.0cm

5.2.3.-) Croquis de armado de DALA DE CERRAMIENTO TIPO CE – 1



5.2.4.-) Croquis de armado de CASTILLO TIPO K



OBSERVACIONES

Como se observó en los armados de las trabes T – 2A y E hasta la T – 5A y E, el armado longitudinal solo es necesario cubrirlo con una varilla del #3 por lecho, sin embargo en los croquis de armado, se propusieron con 2 varillas del #3, esto debido a lo indicado anteriormente en los incisos 5.1.1.e y 5.1.1.g. que establecen que cuando menos las dalas y castillos serán armadas con 3 varillas y que deben de cubrir un área de acero transversal mínima, es por esto que a pesar de que no es numéricamente necesario cubrir con 2 varillas por lecho a las trabes analizadas, se uniformizaran los armados con el propósito de facilitar y agilizar los trabajos en obra, siendo iguales las secciones geométricas y armados de las dalas y las trabes, a excepción de los estribos, ya que las trabes se cubrirán con varillas del 2.5.

CAPITULO VI

REVISIÓN DE MUROS ANTE

CARGA VERTICAL Y

HORIZONTAL

6.1.- REVISIÓN DE MUROS ANTE CARGA VERTICAL, DIRECCIÓN “X”

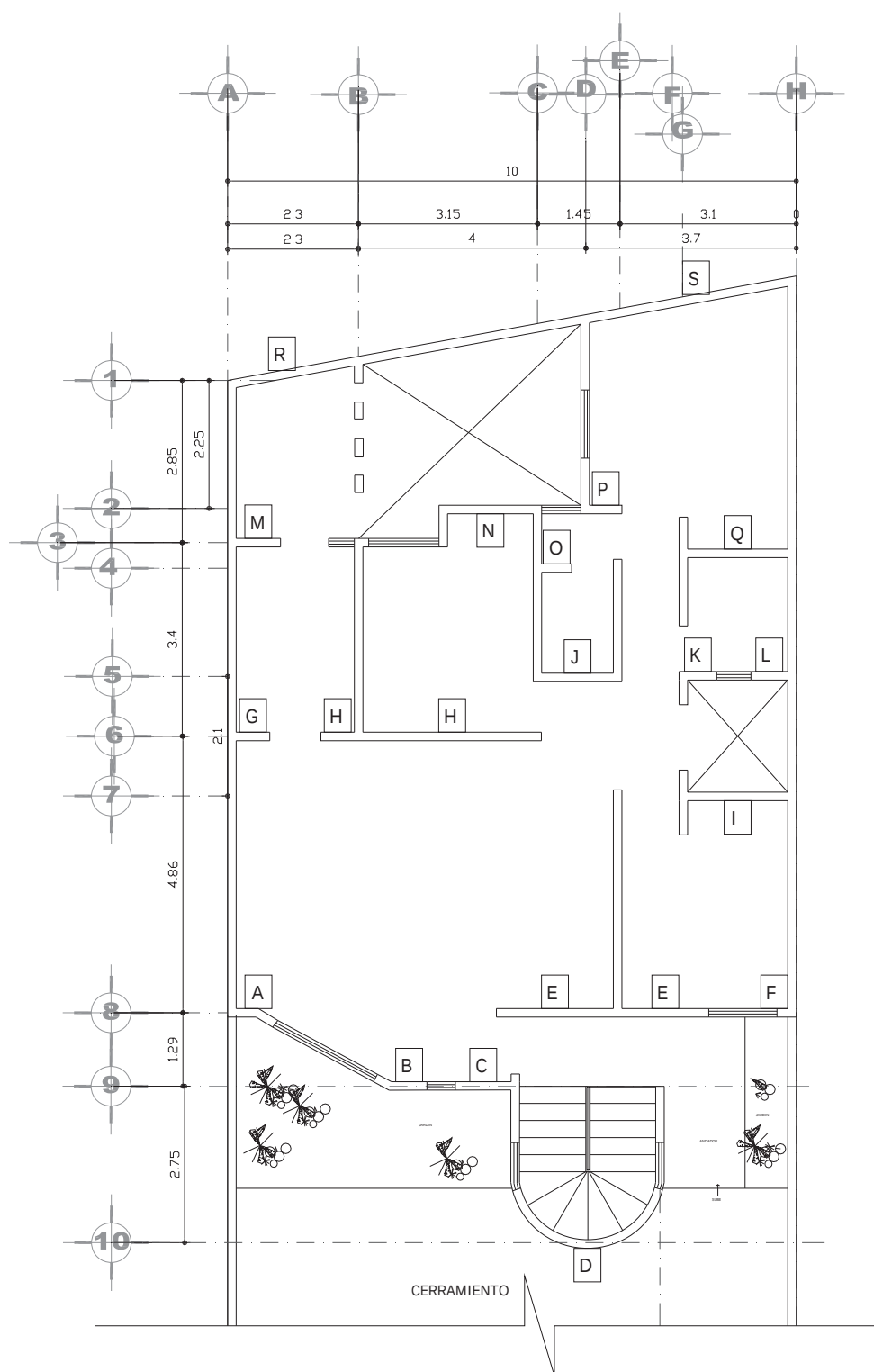


Fig. 6.1. Numeración de muros en dirección “X”

6.1.1.- Análisis del peso propio de muros

Número de Muro	MATERIAL	P.V. material (kg/m3)	Acabado interior	Acabado exterior	Espesor " t " (m)	Peso Total Muro (kg/m2)
A	concreto	2,400.00	1	1	0.12	459.00
B	mampostería	1,500.00	1	1	0.12	351.00
C	mampostería	1,500.00	1	1	0.12	351.00
D	mampostería	1,500.00	1	1	0.12	351.00
E	mampostería	1,500.00	1	1	0.12	351.00
F	concreto	2,400.00	1	1	0.12	459.00
G	mampostería	1,500.00	1	1	0.12	351.00
H	mampostería	1,500.00	1	1	0.12	351.00
I	mampostería	1,500.00	1	1	0.12	351.00
J	mampostería	1,500.00	2	1	0.12	342.90
K	mampostería	1,500.00	2	1	0.12	342.90
L	mampostería	1,500.00	2	1	0.12	342.90
M	mampostería	1,500.00	1	1	0.12	351.00
N	mampostería	1,500.00	1	1	0.12	351.00
O	mampostería	1,500.00	1	1	0.12	351.00
P	mampostería	1,500.00	1	1	0.12	351.00
Q	mampostería	1,500.00	1	1	0.12	351.00
R	mampostería	1,500.00	1	4	0.12	265.50
S	mampostería	1,500.00	1	4	0.12	265.50

Clave	ACABADO	Espesor Yeso (m)	Espesor Mortero (m)	P.V. Yeso (kg/m3)	P.V. Mortero (kg/m3)	Peso Total (kg/m2)
1	Yeso/Mortero	0.015	0.030	1,500.00	2,100.00	85.50
Clave	ACABADO	Espesor Azulejo (m)	Espesor Mortero (m)	P.V. Azulejo (kg/m3)	P.V. Mortero (kg/m3)	Peso Total (kg/m2)
2	Azulejo/Mortero	0.008	0.030	1,800.00	2,100.00	77.40
3	Mortero	-----	0.030	-----	2,100.00	63.00
4	S/A	-----	-----	-----	-----	-----

Número de Muro	Longitud (m)	Altura en P.B. (m)	Altura en N1 (m)	Altura en N2 (m)	Altura en N3 (m)
A	0.8412	2.65	2.50	2.50	2.50
B	0.9405	2.65	2.50	2.50	2.50
C	1.1296	2.65	2.50	2.50	2.50
D	3.4098	2.65	2.50	2.50	2.50
E	3.7344	2.65	2.50	2.50	2.50
F	0.3394	2.65	2.50	2.50	2.50
G	0.7415	2.65	2.50	2.50	2.50
H	3.8755	2.65	2.50	2.50	2.50
I	2.0613	2.65	2.50	2.50	2.50
J	1.5615	2.65	2.50	2.50	2.50
K	0.6635	2.65	2.50	2.50	2.50
L	0.7978	2.65	2.50	2.50	2.50
M	0.9300	2.65	2.50	2.50	2.50
N	1.8068	2.65	2.50	2.50	2.50
O	0.6755	2.65	2.50	2.50	2.50
P	0.7212	2.65	2.50	2.50	2.50
Q	2.0613	2.65	2.50	2.50	2.50
R	2.4201	2.65	2.50	2.50	2.50
S	3.8498	2.65	2.50	2.50	2.50

Número de Muro	Peso Propio en P.B. (kg)	Peso Propio en N1 (kg)	Peso Propio en N2 (kg)	Peso Propio en N3 (kg)
A	1,023.19	965.28	965.28	965.28
B	874.81	825.29	825.29	825.29
C	1,050.70	991.22	991.22	991.22
D	3,171.63	2,992.10	2,992.10	2,992.10
E	3,473.55	3,276.94	3,276.94	3,276.94
F	412.83	389.46	389.46	389.46
G	689.71	650.67	650.67	650.67
H	3,604.80	3,400.75	3,400.75	3,400.75
I	1,917.32	1,808.79	1,808.79	1,808.79
J	1,418.91	1,338.60	1,338.60	1,338.60
K	602.91	568.79	568.79	568.79
L	724.95	683.91	683.91	683.91
M	865.04	816.08	816.08	816.08
N	1,680.60	1,585.47	1,585.47	1,585.47
O	628.32	592.75	592.75	592.75
P	670.82	632.85	632.85	632.85
Q	1,917.32	1,808.79	1,808.79	1,808.79
R	1,702.72	1,606.34	1,606.34	1,606.34
S	2,708.62	2,555.30	2,555.30	2,555.30

6.1.2.- Cálculo de cargas extras

a.-) Tinacos

Como se mencionó en el capítulo 3, sección 3.1, los tinacos están apoyados sobre una losa de 10cm de espesor y está a su vez se apoya en muros que descansan en los muros de la planta inferior designados como Q, K, L, para el primer grupo de tinacos, y en los nombrados 10, 11 y P para el segundo grupo, ver fig. 6.2.

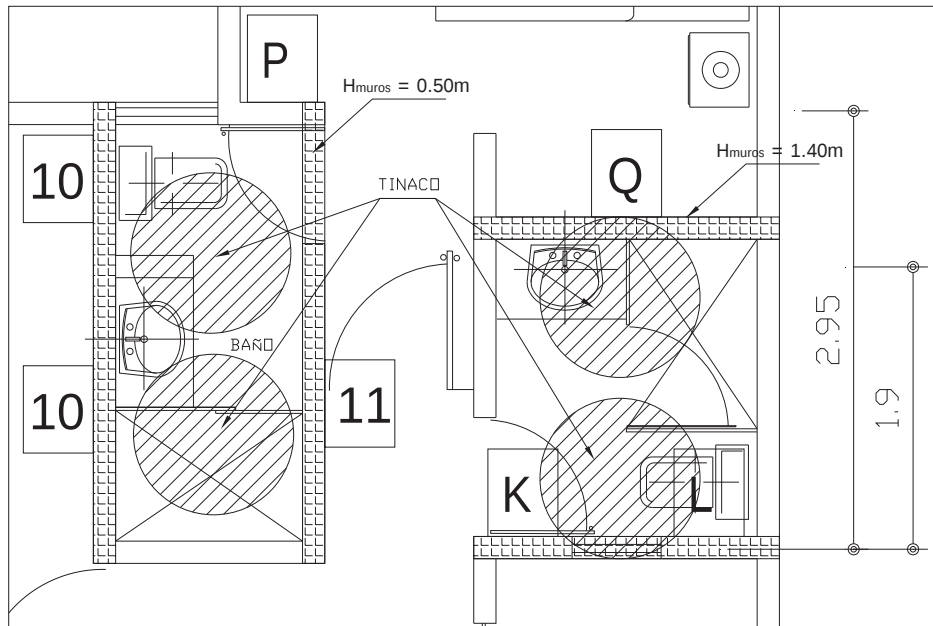


Fig. 6.2

a.1.-) Análisis de Cargas para muros Q, K y L

1. Tinaco

- Peso del Tinaco.....0.027 t
- Peso del Agua.....1.100 t
- Suma =1.127 t
- Por 2 tinacos =2.254 t

2. Losa de Tinaco

- $2.06m \times 2.30m \times 0.10m \times 2.4 t/m^3 = 1.14 t$

3. Peso del Muro de Apoyo

- $2(0.180 t/m^2)(1.40m)(2.06m) = 1.04 t$

Peso Total = 2.254 + 1.14 + 1.04 = 4.434 ton / 2 muros = 2.217 ton

4. Sobrecarga en muro Q = 2.217 ton

5. Sobrecarga en muro K = (45.40%)(2.217 ton) = 1.007 ton

6. Sobrecarga en muro L = (54.60%)(2.217 ton) = 1.210 ton

a.2.-) Análisis de Cargas para muros 10, 11 y P

1. Tinaco

- Peso del Tinaco.....0.027 t
- Peso del Agua.....1.100 t

$$\text{Suma} = \dots\dots\dots 1.127 \text{ t}$$

$$\text{Por 2 tinacos} = \dots\dots\dots 2.254 \text{ t}$$

2. Losa de Tinaco

- $3.10\text{m} \times 1.56\text{m} \times 0.10\text{m} \times 2.4 \text{ t/m}^3 = 1.16 \text{ t}$

3. Peso del Muro de Apoyo

- $2(0.180 \text{ t/m}^2)(0.50\text{m})(3.1\text{m}) = 0.558 \text{ t}$

$$\text{Peso Total} = 2.254 + 1.16 + 0.558 = 3.972 \text{ ton} / 2 \text{ muros} = 1.986 \text{ ton}$$

4. Sobrecarga en muro 10 = 1.986 ton

5. Sobrecarga en muro P = (06.51%)(1.986 ton) = 0.129 ton

6. Sobrecarga en muro 11 = (93.49%)(1.986 ton) = 1.857 ton

b.-) Pretiles

Los pretiles tendrán una altura de 1.00m, su acabado exterior será de yeso/mortero y el interior de mortero solamente.

$$\text{Peso de pretil por m}^2 = 85.50 \text{ kg/m}^2 + 180 \text{ kg/m}^2 + 63.0 \text{ kg/m}^2 = 328.50 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso de pretil por m} = 328.50 \text{ kg/m}^2 \times 1.00\text{m} = 328.50 \text{ kg/m}$$

La carga del pretil afecta a los muros A, B, C, E y F.

$$P_A = 1.8314\text{m} \times 328.50\text{kg/m} = 601.62 \text{ kg}$$

$$P_B = 2.2530\text{m} \times 328.50\text{kg/m} = 740.11 \text{ kg}$$

$$P_C = 1.2223\text{m} \times 328.50\text{kg/m} = 401.53 \text{ kg}$$

$$P_E = 1.4581\text{m} \times 328.50\text{kg/m} = 478.99 \text{ kg}$$

$$P_F = 0.9394\text{m} \times 328.50\text{kg/m} = 308.60 \text{ kg}$$

c.-) Muro en azotea para cubrir la escalera (ver fig. 1.1.2)

- **Losa**

$$w = 0.10\text{m} \times 6.9163\text{m}^2 \times 2.4 \text{ t/m}^3 = 1.66 \text{ ton}$$

- **Muros**

El muro que cubrirá la escalera tendrá una altura libre a partir de la losa de azotea de 2.80m, los acabados interiores y exteriores serán de yeso/mortero.

$$\text{Peso por m}^2 = 85.50 \text{ kg/m}^2 + 180 \text{ kg/m}^2 + 85.50 \text{ kg/m}^2 = 351.0 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso por m} = 351.0 \text{ kg/m}^2 \times 2.80\text{m} = 982.80 \text{ kg/m}$$

La carga del muro de escalera afecta a los muros 7, D, 8 y E.

$$P_7 = 1.2770\text{m} \times 982.80\text{kg/m} = 1,255.04 \text{ kg}$$

$$P_D = 4.5711\text{m} \times 982.80\text{kg/m} = 4,492.48 \text{ kg}$$

$$P_8 = 2.0287\text{m} \times 982.80\text{kg/m} = 1,993.81 \text{ kg}$$

$$P_E = 0.5333\text{m} \times 982.80\text{kg/m} = 524.13 \text{ kg}$$

Resumen de sobrecargas

- Muro Q = 2,217 kg
- Muro K = 1,007 kg
- Muro L = 1,210 kg
- Muro 10 = 1,986 kg
- Muro P = 129 kg
- Muro 11 = 1,857 kg
- Muro A = 601.62 kg
- Muro B = 740.11 kg
- Muro C = 401.53 kg
- Muro E = 478.99 kg + 524.13 kg = 1,003.12 kg
- Muro F = 308.60 kg
- Muro 7 = 1,255.04 kg
- Muro D = 4,492.48 kg
- Muro 8 = 1,993.81 kg

6.1.3.- Cálculo de la carga total transmitida a muros de P.B. ("P")

$$P = (W_{azoea})(A_t) + 3[(W_{entrepiso})(A_t)] + W_{propio} + W_{muros N1, N2, N3} + c \text{ arg as. extras}$$

$$W_{azotea} = 0.685 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{entrepiso} = 0.585 \text{ kg/m}^2$$

Número de Muro	Longitud (m)	Wpropio (kg)	Wmuros N1,N2,N3	At (m2)	Cargas extras (kg)	"P" P.B.
A	0.8412	1,023.1936	2,895.83	0.5930	601.62	5,967.56
B	0.9405	874.8061	2,475.87	1.3060	740.11	7,277.42
C	1.1296	1,050.6974	2,973.67	0.9830	401.53	6,824.42
D	3.4098	3,171.6255	8,976.30	3.3042	4,492.48	24,702.65
E	3.7344	3,473.5522	9,830.81	6.0323	1,003.12	29,026.29
F	0.3394	412.8292	1,168.38	0.5664	308.60	3,271.83
G	0.7415	689.7062	1,952.00	1.4152		6,094.79
H	3.8755	3,604.7963	10,202.25	14.1813		48,409.42
I	2.0613	1,917.3182	5,426.37	2.2227		12,767.08
J	1.5615	1,418.9116	4,015.79	1.5446		9,203.52
K	0.6635	602.9125	1,706.36	0.4508	1,007.00	4,416.22
L	0.7978	724.9489	2,051.74	0.6376	1,210.00	5,542.44
M	0.9300	865.0395	2,448.23	1.8888		7,921.94
N	1.8068	1,680.5950	4,756.40	0.8161		8,428.28
O	0.6755	628.3163	1,778.25	0.7371		4,205.09
P	0.7212	670.8242	1,898.56	1.4948	1,857.00	8,073.70
Q	2.0613	1,917.3182	5,426.37	2.1303	2,217.00	14,758.62
R	2.4201	1,702.7219	4,819.02	1.4487		10,056.57
S	3.8498	2,708.6230	7,665.91	3.8164		19,686.55

6.1.4.- Resistencia de muros ante carga vertical

Para poder aplicar el criterio de la formula de resistencia de muros propuesta por el RCDF – NTC – Mampostería, se deben cumplir algunos requisitos, tales como:

a-) Se podrán tomar los valores de F_E siguientes:

$F_E = 0.70$ Para muros interiores

$F_E = 0.60$ Para muros exteriores

Siempre y cuando se cumpla que:

1. Las deformaciones en los extremos del muro están restringidas por el sistema de piso que se liga a los muros mediante dadas y castillos. $\therefore$ O.K.
2. La excentricidad en la carga axial aplicada es menor que $t / 12$ y no hay fuerzas significativas que actúan en dirección normal al plano del muro. En el caso del edificio Ocolusen no hay excentricidades axiales importantes ya que las plantas son tipo y las áreas tributarias son iguales desde la azotea hasta la planta baja. $\therefore$ O.K.
3. La relación altura libre a espesor del muro, H / t , no excede de 20.

$$\frac{H}{t} = \frac{2.65m}{0.12m} = 22.08 > 20 \therefore \text{MAL.}$$

Al no cumplirse una o más de las cláusulas anteriores, el factor de reducción por excentricidad y esbeltez se determinará como el menor entre el que se especifica en la inciso a, y el que se obtiene con la ecuación siguiente:

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

Donde:

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

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

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

$k = 2$ para muros bardas.

$k = 1$ muro extremo.

$k = 0.8$ muro interior.

Cálculo de e_c , solo para muros extremos

$$e_c = (\text{carga de losa inmediata}) (t / 6) \div (\text{carga total para el muro})$$

Resistencia ante carga axial

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

Donde:

P_R = Resistencia del muro ante carga axial

$F_R = 0.60$ para muros confinados, 0.30 para muros no confinados

f_m^* = Resistencia del tabique a la compresión, TABIMAX = 60 kg/cm²

A_T = Área de la sección transversal del tabique = t x L

Número de Muro	Tipo de muro	EXCENTRICIDADES			f_m^* (kg/cm ²)	factor " k "	F_E	P_R (kg)
		" e _c " (cm)	" e _a " (cm)	" e' " (cm)				
A	exterior	0.1163	0.50	0.6163	150.00	1.00	0.4111	38,342.78
B	exterior	0.2100	0.50	0.7100	60.00	1.00	0.4039	17,505.60
C	exterior	0.1685	0.50	0.6685	60.00	1.00	0.4071	21,190.03
D	exterior	0.1565	0.50	0.6565	60.00	1.00	0.4080	64,108.37
E	interior	0.0000	0.50	0.5000	60.00	0.80	0.5988	103,038.02
F	exterior	0.2025	0.50	0.7025	150.00	1.00	0.4045	15,222.28
G	interior	0.0000	0.50	0.5000	60.00	0.80	0.5988	20,459.16
H	interior	0.0000	0.50	0.5000	60.00	0.80	0.5988	106,931.19
I	exterior	0.2037	0.50	0.7037	60.00	1.00	0.4044	38,412.65
J	interior	0.0000	0.50	0.5000	60.00	0.80	0.5988	43,084.26
K	exterior	0.1194	0.50	0.6194	60.00	1.00	0.4108	12,561.14
L	exterior	0.1346	0.50	0.6346	60.00	1.00	0.4097	15,061.09
M	interior	0.0000	0.50	0.5000	60.00	0.80	0.5988	25,660.17
N	exterior	0.1133	0.50	0.6133	60.00	1.00	0.4113	34,244.71
O	interior	0.0000	0.50	0.5000	60.00	0.80	0.5988	18,638.12
P	interior	0.0000	0.50	0.5000	60.00	0.80	0.5988	19,899.05
Q	interior	0.0000	0.50	0.5000	60.00	0.80	0.5988	56,874.53
R	exterior	0.1685	0.50	0.6685	60.00	1.00	0.4071	45,398.23
S	exterior	0.2268	0.50	0.7268	60.00	1.00	0.4026	71,428.43

Número de Muro	P (kg)	P _U (kg)	P _R (kg)	CONDICION
A	5,967.56	8,354.59	38,342.78	CUMPLE
B	7,277.42	10,188.39	17,505.60	CUMPLE
C	6,824.42	9,554.19	21,190.03	CUMPLE
D	24,702.65	34,583.71	64,108.37	CUMPLE
E	29,026.29	40,636.81	103,038.02	CUMPLE
F	3,271.83	4,580.56	15,222.28	CUMPLE
G	6,094.79	8,532.71	20,459.16	CUMPLE
H	48,409.42	67,773.19	106,931.19	CUMPLE
I	12,767.08	17,873.91	38,412.65	CUMPLE
J	9,203.52	12,884.93	43,084.26	CUMPLE
K	4,416.22	6,182.71	12,561.14	CUMPLE
L	5,542.44	7,759.41	15,061.09	CUMPLE
M	7,921.94	11,090.71	25,660.17	CUMPLE
N	8,428.28	11,799.59	34,244.71	CUMPLE
O	4,205.09	5,887.13	18,638.12	CUMPLE
P	8,073.70	11,303.17	19,899.05	CUMPLE
Q	14,758.62	20,662.07	56,874.53	CUMPLE
R	10,056.57	14,079.20	45,398.23	CUMPLE
S	19,686.55	27,561.17	71,428.43	CUMPLE

6.2- REVISIÓN DE MUROS ANTE CARGA VERTICAL, DIRECCIÓN “Y”

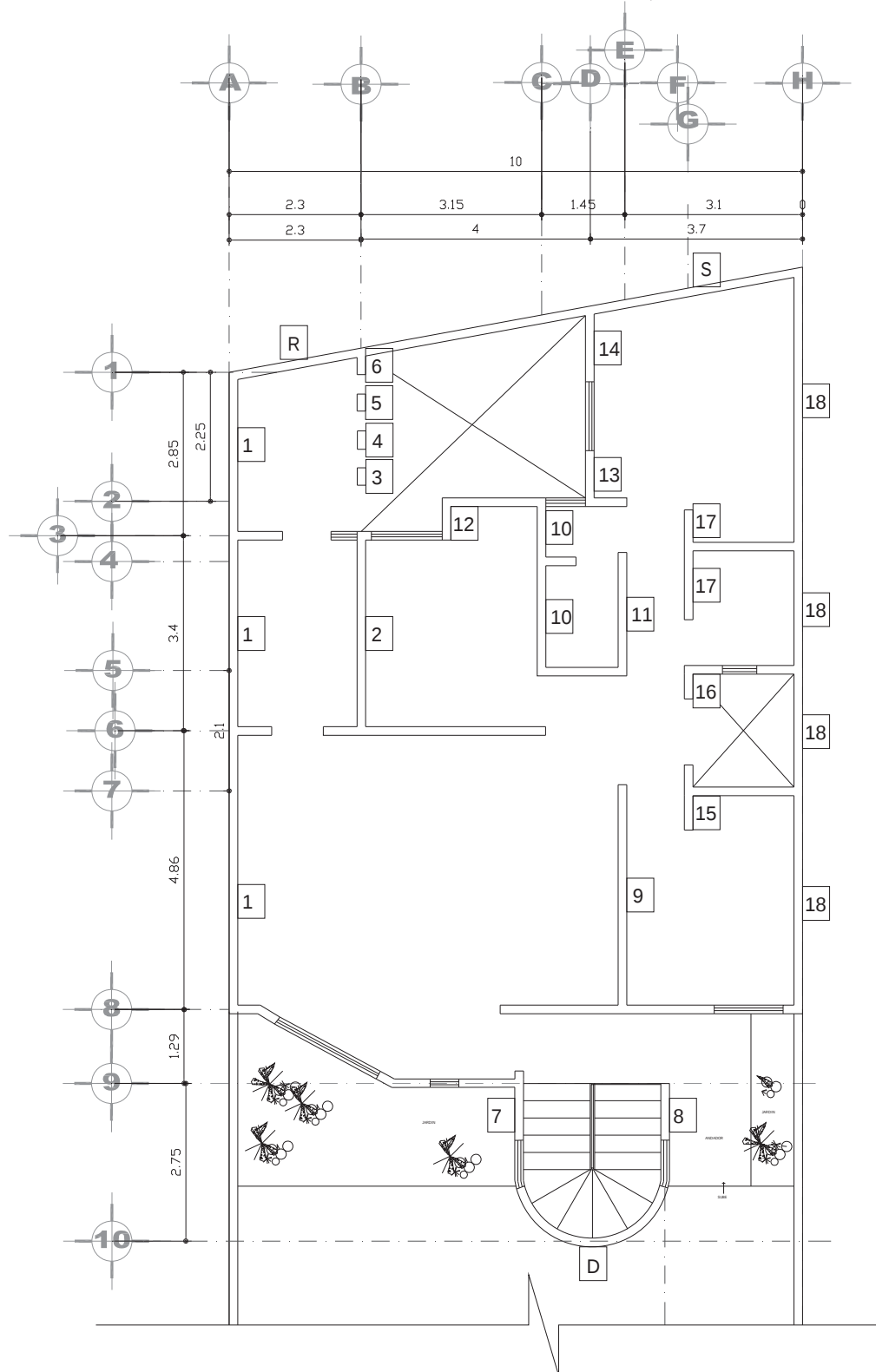


Fig.6.3.- Numeración de muros en dirección “Y”

6.2.1.- Análisis del peso propio de muros

Número de Muro	MATERIAL	P.V. material (kg/m3)	Acabado interior	Acabado exterior	Espesor " t " (m)	Peso Total Muro (kg/m2)
1	mamposteria	1,500.00	1	4	0.12	265.50
2	mamposteria	1,500.00	1	1	0.12	351.00
3	concreto	2,400.00	1	1	0.12	459.00
4	concreto	2,400.00	1	1	0.12	459.00
5	concreto	2,400.00	1	1	0.12	459.00
6	concreto	2,400.00	1	1	0.12	459.00
7	mamposteria	1,500.00	1	1	0.12	351.00
8	mamposteria	1,500.00	1	1	0.12	351.00
9	mamposteria	1,500.00	1	1	0.12	351.00
10	mamposteria	1,500.00	2	1	0.12	342.90
11	mamposteria	1,500.00	2	1	0.12	342.90
12	mamposteria	1,500.00	1	1	0.12	351.00
13	mamposteria	1,500.00	1	1	0.12	351.00
14	mamposteria	1,500.00	1	1	0.12	351.00
15	mamposteria	1,500.00	1	1	0.12	351.00
16	mamposteria	1,500.00	1	1	0.12	351.00
17	mamposteria	1,500.00	1	1	0.12	351.00
18	mamposteria	1,500.00	1	4	0.12	265.50
D	mamposteria	1,500.00	1	1	0.12	351.00
R	mamposteria	1,500.00	1	4	0.12	265.50
S	mamposteria	1,500.00	1	4	0.12	265.50

Clave	ACABADO	Espesor Yeso (m)	Espesor Mortero (m)	P.V. Yeso (kg/m3)	P.V. Mortero (kg/m3)	Peso Total (kg/m2)
1	Yeso/Mortero	0.015	0.030	1,500.00	2,100.00	85.50
Clave	ACABADO	Espesor Azulejo (m)	Espesor Mortero (m)	P.V. Azulejo (kg/m3)	P.V. Mortero (kg/m3)	Peso Total (kg/m2)
2	Azulejo/Mortero	0.008	0.030	1,800.00	2,100.00	77.40
3	Mortero	-----	0.030	-----	2,100.00	63.00
4	S/A	-----	-----	-----	-----	0.000

Número de Muro	Longitud (m)	Altura en P.B. (m)	Altura en N1 (m)	Altura en N2 (m)	Altura en N3 (m)
1	11.1853	2.65	2.50	2.50	2.50
2	3.5547	2.65	2.50	2.50	2.50
3	0.3056	2.65	2.50	2.50	2.50
4	0.3056	2.65	2.50	2.50	2.50
5	0.3056	2.65	2.50	2.50	2.50
6	0.4626	2.65	2.50	2.50	2.50
7	1.2086	2.65	2.50	2.50	2.50
8	0.9871	2.65	2.50	2.50	2.50
9	3.9926	2.65	2.50	2.50	2.50
10	3.1030	2.65	2.50	2.50	2.50
11	2.1525	2.65	2.50	2.50	2.50
12	0.7326	2.65	2.50	2.50	2.50
13	0.9756	2.65	2.50	2.50	2.50
14	1.3193	2.65	2.50	2.50	2.50
15	1.1353	2.65	2.50	2.50	2.50
16	0.5838	2.65	2.50	2.50	2.50
17	1.9129	2.65	2.50	2.50	2.50
18	13.0189	2.65	2.50	2.50	2.50
D	3.4098	2.65	2.50	2.50	2.50
R	2.4201	2.65	2.50	2.50	2.50
S	3.8498	2.65	2.50	2.50	2.50

Número de Muro	Peso Propio en P.B. (kg)	Peso Propio en N1 (kg)	Peso Propio en N2 (kg)	Peso Propio en N3 (kg)
1	7,869.70	7,424.24	7,424.24	7,424.24
2	3,306.40	3,119.25	3,119.25	3,119.25
3	371.72	350.68	350.68	350.68
4	371.72	350.68	350.68	350.68
5	371.72	350.68	350.68	350.68
6	562.68	530.83	530.83	530.83
7	1,124.18	1,060.55	1,060.55	1,060.55
8	918.15	866.18	866.18	866.18
9	3,713.72	3,503.51	3,503.51	3,503.51
10	2,819.65	2,660.05	2,660.05	2,660.05
11	1,955.94	1,845.23	1,845.23	1,845.23
12	681.43	642.86	642.86	642.86
13	907.45	856.09	856.09	856.09
14	1,227.15	1,157.69	1,157.69	1,157.69
15	1,056.00	996.23	996.23	996.23
16	543.02	512.28	512.28	512.28
17	1,779.28	1,678.57	1,678.57	1,678.57
18	9,159.77	8,641.29	8,641.29	8,641.29
D	3,171.63	2,992.10	2,992.10	2,992.10
R	1,702.72	1,606.34	1,606.34	1,606.34
S	2,708.62	2,555.30	2,555.30	2,555.30

6.2.2.- Cálculo de la carga total transmitida a muros de P.B. ("P")

$$P = (W_{azoea})(A_t) + 3[(W_{entrepiso})(A_t)] + W_{propio} + W_{murosN1,N2,N3} + \text{cargas extras.}$$

$$W_{azotea} = 0.685 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{entrepiso} = 0.585 \text{ kg/m}^2$$

Número de Muro	Longitud (m)	Wpropio (kg)	Wmuros N1,N2,N3	At (m2)	Cargas extras (kg)	"P" P.B.
1	11.1853	7,869.6974	22,272.73	10.7989		56,491.72
2	3.5547	3,306.4042	9,357.75	7.0182		29,788.56
3	0.3056	371.7166	1,052.03	0.8814		3,574.36
4	0.3056	371.7166	1,052.03	0.7777		3,321.33
5	0.3056	371.7166	1,052.03	0.4270		2,465.62
6	0.4626	562.6835	1,592.50	0.1442		2,507.03
7	1.2086	1,124.1793	3,181.64	2.6658	1,255.04	12,065.41
8	0.9871	918.1511	2,598.54	2.7657	1,993.81	12,258.81
9	3.9926	3,713.7169	10,510.52	10.7877		40,546.22
10	3.1030	2,819.6496	7,980.14	4.4152	1,986.00	23,558.88
11	2.1525	1,955.9445	5,535.69	2.7198	1,857.00	15,984.95
12	0.7326	681.4279	1,928.57	1.1575		5,434.30
13	0.9756	907.4543	2,568.27	1.1052		6,172.41
14	1.3193	1,227.1469	3,473.06	1.8717		9,267.15
15	1.1353	1,055.9993	2,988.68	1.5471		7,819.60
16	0.5838	543.0216	1,536.85	1.0016		4,523.78
17	1.9129	1,779.2839	5,035.71	4.6755		18,223.21
18	13.0189	9,159.7726	25,923.88	9.0616		57,193.96
D	3.4098	3,171.6255	8,976.30	3.3042	4,492.48	24,702.65
R	2.4201	1,702.7219	4,819.02	1.4487		10,056.57
S	3.8498	2,708.6230	7,665.91	3.8164		19,686.55

6.2.3.- Resistencia de muros ante carga vertical

Número de Muro	Tipo de muro	EXCENTRICIDADES			f_m^* (kg/cm ²)	factor " k "	F_E	P_R (kg)
		" e _c " (cm)	" e _a " (cm)	" e' " (cm)				
1	exterior	0.2237	0.50	0.7237	60.00	1.00	0.4029	207,654.14
2	interior	0.0000	0.50	0.5000	60.00	0.80	0.5988	98,079.81
3	exterior	0.2885	0.50	0.7885	150.00	1.00	0.3979	13,483.91
4	exterior	0.2740	0.50	0.7740	150.00	1.00	0.3990	13,521.56
5	exterior	0.2026	0.50	0.7026	150.00	1.00	0.4045	13,706.13
6	exterior	0.0673	0.50	0.5673	150.00	1.00	0.4148	21,277.58
7	exterior	0.2585	0.50	0.7585	60.00	1.00	0.4002	22,289.35
8	exterior	0.2640	0.50	0.7640	60.00	1.00	0.3998	18,185.44
9	interior	0.0000	0.50	0.5000	60.00	0.80	0.5988	110,162.16
10	interior	0.0000	0.50	0.5000	60.00	0.80	0.5988	85,616.69
11	interior	0.0000	0.50	0.5000	60.00	0.80	0.5988	59,390.89
12	exterior	0.2492	0.50	0.7492	60.00	1.00	0.4009	13,534.79
13	exterior	0.2095	0.50	0.7095	60.00	1.00	0.4040	18,160.54
14	exterior	0.2363	0.50	0.7363	60.00	1.00	0.4019	24,433.97
15	interior	0.0000	0.50	0.5000	60.00	0.80	0.5988	31,324.73
16	exterior	0.2590	0.50	0.7590	60.00	1.00	0.4002	10,765.50
17	interior	0.0000	0.50	0.5000	60.00	0.80	0.5988	52,779.94
18	exterior	0.1854	0.50	0.6854	60.00	1.00	0.4058	243,448.51
D	exterior	0.1565	0.50	0.6565	60.00	1.00	0.4080	64,108.37
R	exterior	0.1685	0.50	0.6685	60.00	1.00	0.4071	45,398.23
S	exterior	0.2268	0.50	0.7268	60.00	1.00	0.4026	71,428.43

Número de Muro	P (kg)	P _U (kg)	P _R (kg)	CONDICION
1	56,491.72	79,088.40	207,654.14	CUMPLE
2	29,788.56	41,703.98	98,079.81	CUMPLE
3	3,574.36	5,004.10	13,483.91	CUMPLE
4	3,321.33	4,649.87	13,521.56	CUMPLE
5	2,465.62	3,451.87	13,706.13	CUMPLE
6	2,507.03	3,509.84	21,277.58	CUMPLE
7	12,065.41	16,891.58	22,289.35	CUMPLE
8	12,258.81	17,162.33	18,185.44	CUMPLE
9	40,546.22	56,764.71	110,162.16	CUMPLE
10	23,558.88	32,982.43	85,616.69	CUMPLE
11	15,984.95	22,378.93	59,390.89	CUMPLE
12	5,434.30	7,608.02	13,534.79	CUMPLE
13	6,172.41	8,641.37	18,160.54	CUMPLE
14	9,267.15	12,974.01	24,433.97	CUMPLE
15	7,819.60	10,947.44	31,324.73	CUMPLE
16	4,523.78	6,333.29	10,765.50	CUMPLE
17	18,223.21	25,512.50	52,779.94	CUMPLE
18	57,193.96	80,071.55	243,448.51	CUMPLE
D	24,702.65	34,583.71	64,108.37	CUMPLE
R	10,056.57	14,079.20	45,398.23	CUMPLE
S	19,686.55	27,561.17	71,428.43	CUMPLE

6.3.- REVISIÓN DE MUROS ANTE CARGA HORIZONTAL, DIRECCIÓN “X”

Como se menciona en el capítulo 2, apartado 2.3, se puede utilizar para el análisis sísmico el método detallado o bien el simplificado, el cual es más sencillo y menos laborioso, sin embargo se tiene que cumplir ciertos requisitos como son:

1. En cada planta, al menos el 75% de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas de concreto reforzado. $\therefore$ O.K.
2. En cada nivel y según cada dirección principal de rigidez, existirán al menos dos muros perimetrales de carga paralelos o que formen entre sí un ángulo no mayor de 20° , estando cada muro ligado por las losas antes citadas en una longitud de por lo menos el 50% de la dimensión del edificio, medida en la dirección de los muros. $\therefore$ O.K.
3. La relación entre longitud y anchura de la planta del edificio no excederá de 2.0. $\text{Longitud} / \text{Anchura} < 2.0 = 17.08\text{m} / 10.0\text{m} = 1.708 < 2.0 \therefore$ O.K.
4. La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excederá de 1.5, y la altura del edificio no excederá de 13.0m. $13.0 / 10.0 = 1.3 \therefore$ O.K.

6.3.1.- Cuantificación de peso por nivel (W_{ni})

Recordando que para análisis sísmico se utilizan las cargas accidentales.

$$W_{n3} = (W_{\text{azotea}})(A_t) + P_{\text{propio..muro}} + W_{\text{extras}}$$

$$W_{\text{azotea}} = 655 \text{ kg/m}^2 \text{ (CM + CA)}$$

$$W_{n2} = (W_{\text{entrepiso}})(A_t) + P_{\text{propio..muro}}$$

$$W_{\text{entrepiso}} = 505 \text{ kg/m}^2 \text{ (CM + CA)}$$

$$W_{n1} = (W_{\text{entrepiso}})(A_t) + P_{\text{propio..muro}}$$

$$W_{P.B.} = (W_{\text{entrepiso}})(A_t) + P_{\text{propio..muro}}$$

Número de Muro	Wn3	Wn2	Wn1	Wpb	SUMA
A	1,955.31	1,264.74	1,264.74	1,322.66	5,807.45
B	2,420.83	1,484.82	1,484.82	1,534.34	6,924.80
C	2,036.62	1,487.64	1,487.64	1,547.11	6,559.01
D	9,648.83	4,660.72	4,660.72	4,840.25	23,810.52
E	8,231.21	6,323.25	6,323.25	6,519.86	27,397.57
F	1,069.05	675.49	675.49	698.86	3,118.90
G	1,577.62	1,365.34	1,365.34	1,404.38	5,712.69
H	12,689.50	10,562.31	10,562.31	10,766.35	44,580.47
I	3,264.66	2,931.25	2,931.25	3,039.78	12,166.95
J	2,350.31	2,118.62	2,118.62	2,198.93	8,786.48
K	1,871.06	796.44	796.44	830.57	4,294.50
L	2,311.54	1,005.90	1,005.90	1,046.94	5,370.28
M	2,053.24	1,769.92	1,769.92	1,818.88	7,411.96
N	2,120.01	1,997.60	1,997.60	2,092.73	8,207.93
O	1,075.55	964.99	964.99	1,000.55	4,006.08
P	3,468.95	1,387.73	1,387.73	1,425.70	7,670.10
Q	5,421.14	2,884.59	2,884.59	2,993.12	14,183.44
R	2,555.24	2,337.93	2,337.93	2,434.32	9,665.42
S	5,055.05	4,482.59	4,482.59	4,635.91	18,656.13
SUMA	71,175.72	50,501.87	50,501.87	52,151.23	224,330.70

Número de Muro	Wn3	Wn2	Wn1	Wpb	SUMA
1	14,497.52	12,877.68	12,877.68	13,323.14	53,576.02
2	7,716.17	6,663.44	6,663.44	6,850.60	27,893.65
3	927.99	795.78	795.78	816.82	3,336.38
4	860.07	743.41	743.41	764.46	3,111.35
5	630.36	566.31	566.31	587.35	2,350.33
6	625.28	603.65	603.65	635.50	2,468.10
7	4,061.69	2,406.78	2,406.78	2,470.41	11,345.64
8	4,671.52	2,262.86	2,262.86	2,314.83	11,512.07
9	10,569.45	8,951.30	8,951.30	9,161.51	37,633.55
10	7,538.00	4,889.72	4,889.72	5,049.33	22,366.77
11	5,483.70	3,218.73	3,218.73	3,329.44	15,250.60
12	1,401.02	1,227.39	1,227.39	1,265.97	5,121.77
13	1,580.00	1,414.22	1,414.22	1,465.58	5,874.01
14	2,383.65	2,102.89	2,102.89	2,172.36	8,761.79
15	2,009.58	1,777.51	1,777.51	1,837.28	7,401.88
16	1,168.33	1,018.09	1,018.09	1,048.83	4,253.35
17	4,741.02	4,039.70	4,039.70	4,140.41	16,960.83
18	14,576.64	13,217.40	13,217.40	13,735.88	54,747.33
SUMA	85,441.99	68,776.87	68,776.87	70,969.69	293,965.43
T - 1	6,574.69	5,069.04	5,069.04	5,069.04	21,781.81
TOTALES	163,192.41	124,347.78	124,347.78	128,189.96	540,077.93

6.3.2.- Obtención de la fuerza sísmica basal (V_u basal)

$$F_n = \frac{c}{Q} \frac{W_n h_n}{\sum W_n h_n} \sum W_n$$

La relación “c / Q” para el método simplificado puede obtenerse de tablas, sin embargo es aquí donde se debe tomar la decisión de usar el Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán o el Manual de Obras Civiles de la CFE. A continuación se mostrarán las dos tablas para objeto de comparación y se tomará la decisión de cual de los dos usar.

Tabla 426 – A Coeficientes sísmicos reducidos por ductilidad para el método simplificado de análisis. Construcciones del Grupo B. (RCM)

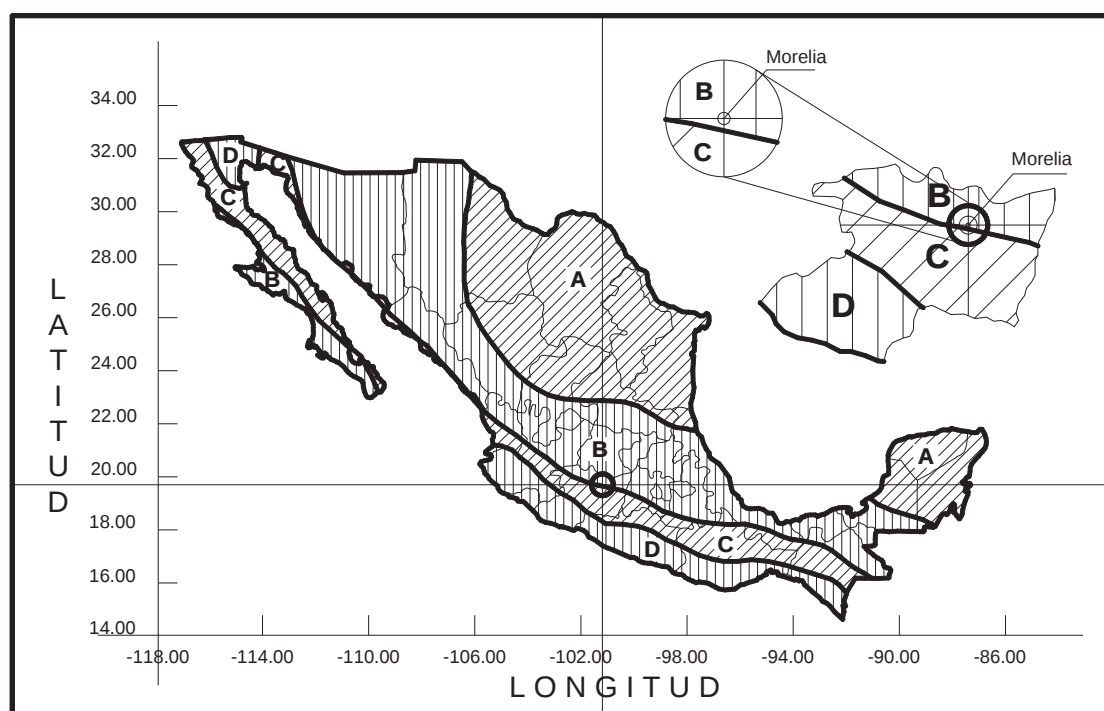
Zona Sísmica del Estado	Tipo de Terreno de Cimentación	Muros de piezas macizas confinadas con dadas y castillos.			Muros de piezas huecas con refuerzos interiores		
		Altura de la construcción			Altura de la construcción		
		Menor de 4.0m	Entre 4 y 7 m.	Entre 7 y 13 m	Menor de 4.0m	Entre 4 y 7 m.	Entre 7 y 13 m
B	I	0.06	0.08	0.08	0.08	0.11	0.11
	II	0.07	0.09	0.10	0.08	0.12	0.13
	III	0.08	0.09	0.11	0.09	0.12	0.14
C	I	0.11	0.12	0.12	0.16	0.16	0.16
	II	0.11	0.14	0.15	0.16	0.18	0.20
	III	0.13	0.15	0.18	0.16	0.19	0.24
D	I	0.24	0.24	0.24	0.32	0.32	0.32
	II	0.24	0.28	0.28	0.32	0.37	0.37
	III	0.24	0.30	0.32	0.32	0.40	0.43

**Tabla 4 – 1 Coeficientes sísmicos reducidos para el método simplificado.
Construcciones del Grupo B. (Manual de obras civiles CFE)**

Zona Sísmica	Tipo de Terreno de Cimentación	Muros de piezas macizas o Diafragmas de madera contrachapada			Muros de piezas huecas o diafragmas de duelas de madera		
		Altura de la construcción			Altura de la construcción		
		Menor de 4.0m	Entre 4 y 7 m.	Entre 7 y 13 m	Menor de 4.0m	Entre 4 y 7 m.	Entre 7 y 13 m
B	I	0.06	0.07	0.07	0.08	0.09	0.09
	II	0.13	0.15	0.18	0.15	0.18	0.22
	III	0.13	0.16	0.19	0.15	0.19	0.23
C	I	0.18	0.18	0.18	0.24	0.24	0.24
	II	0.32	0.32	0.32	0.43	0.43	0.43
	III	0.32	0.32	0.32	0.43	0.43	0.43
D	I	0.25	0.25	0.25	0.33	0.33	0.33
	II	0.43	0.43	0.43	0.57	0.57	0.57
	III	0.43	0.43	0.43	0.57	0.57	0.57

Como se puede observar los coeficientes sísmicos reducidos propuestos por la CFE son en algunos casos considerablemente más altos que en el RCEM. Se tomarán los coeficientes sísmicos reducidos propuestos por la CFE, ya que si consultamos el mapa de regionalización sísmica de la república mexicana de la CFE, Morelia se encuentra en el grupo sísmico B, y el RCEM lo ubica sin hacer referencia a latitudes o longitudes en el grupo C.

Fig. 6.4.- Mapa de zonificación sísmica de la República (CFE)



Coordenadas geográficas de Morelia.

Latitud: $19^{\circ} 42' 10'' = 19.72 \text{ N}$

Longitud: $101^{\circ} 11' 32'' = 101.18 \text{ O}$

- **Cortante basal**

DATOS DE CONSTRUCCIÓN	
O B R A :	Edificio de Departamentos
U B I C A C I Ó N :	Alarife Pedro de Murrieta No.35 de la colonia Ocolusen

DATOS SISMICOS Y DE LOCALIZACIÓN			
Zona sísmica =	C	F.C. =	1.1
Suelo =	Tipo III	C =	-----
Edo. República =	Michoacán	Q =	-----
Municipio =	Morelia	C/Q =	0.23

OBTENCIÓN DEL CORTANTE ACTUANTE "V _n "						
NIVEL	W _n (t)(5)	h _n (m) (6)	W _n h _n (7)	F _n (t) (8)	V _n (t) (9)	V _u (t)
3	163.19	10.85	1,770.64	57.66	57.66	
2	124.35	8.15	1,013.43	33.00	90.67	63.43
1	124.35	5.45	677.70	22.07	112.74	99.73
P.B:	128.19	2.75	352.52	11.48	124.22	124.01
SUMA =	540.08		3,814.29		V _u Basal =	136.64

6.3.3.- Longitud efectiva de muros esviados

En el caso de los muros R y S, no se encuentran alineados con ninguno de los ejes ortogonales X o Y, por lo que se procede a descomponerlos en sus componentes verticales y horizontales para de esta manera saber cuanta longitud contribuye en cada dirección.

- Muro R

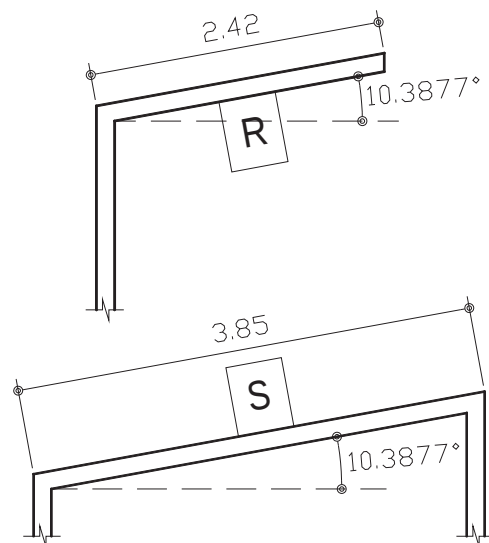
$$\text{Longitud en X} = (2.42\text{m})(\cos 10.3877^\circ) = 2.38\text{m}$$

$$\text{Longitud en Y} = (2.42\text{m})(\sin 10.3877^\circ) = 0.44\text{m}$$

- Muro S

$$\text{Longitud en X} = (3.85\text{m})(\cos 10.3877^\circ) = 3.79\text{m}$$

$$\text{Longitud en Y} = (3.85\text{m})(\sin 10.3877^\circ) = 0.69\text{m}$$

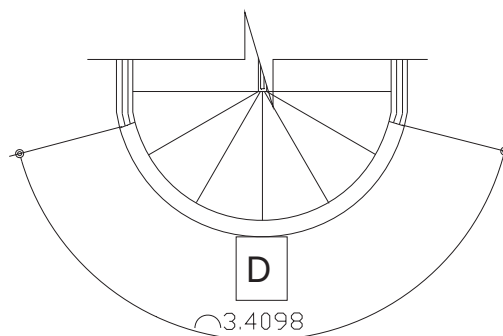


- Muro D

Para el caso del Muro D, que es un muro semicircular, considerare su contribución en una dirección y en otra según mi criterio, quedando de la siguiente manera:

Longitud en X = 60% (3.4098) = 2.046m

Longitud en Y = 40% (3.4098) = 1.364m



6.3.4.- Método Simplificado de diseño sísmico

En el análisis del método simplificado solo se toma en cuenta la contribución de la mampostería para la resistencia a fuerza cortante, despreciándose castillos, contrafuertes o dalas. Es un método que se basa en la densidad de muros en cada dirección, dicha densidad debe ser lo suficiente como para resistir la fuerza cortante basal actuante en cada eje ortogonal, sin embargo toma en cuenta el factor de esbeltez de los muros (F_{AE}), de esta manera reduce la longitud real del elemento en una equivalente, y a su vez reduce el área de contacto del muro (A_T), dicha área multiplicada por su espesor y una serie de factores nos da la resistencia a fuerza cortante del elemento, sumadas en su conjunto en cada dirección deben ser mayor que la fuerza cortante basal.

$$F_{AE} = 1 \dots\dots\dots \text{si } H/L \leq 1.33$$

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

$$A_T = (t)(L)(F_{AE})$$

a.-) Análisis en dirección “X”

Número de Muro	Longitud (m)	Espesor (m)	F_{AE}	A_T Equivalente (cm^2)
A	0.8412	0.12	0.1782	179.92
B	0.9405	0.12	0.2228	251.46
C	1.1296	0.12	0.3214	435.68
D	2.0460	0.12	1.0000	2,455.20
E	3.7344	0.12	1.0000	4,481.28
F	0.3394	0.12	0.0290	11.82
G	0.7415	0.12	0.1385	123.23
H	3.8755	0.12	1.0000	4,650.60
I	2.0613	0.12	1.0000	2,473.56
J	1.5615	0.12	0.6142	1,150.85
K	0.6635	0.12	0.1109	88.29
L	0.7978	0.12	0.1603	153.49
M	0.9300	0.12	0.2179	243.13
N	1.8068	0.12	0.8223	1,782.88
O	0.6755	0.12	0.1149	93.17
P	0.7212	0.12	0.1310	113.39
Q	2.0613	0.12	1.0000	2,473.56
R	2.3800	0.12	1.0000	2,856.00
S	3.7900	0.12	1.0000	4,548.00
Long. Total =	31.0970		Area Total =	28,565.51

b.-) Análisis de muros en dirección “Y”

Número de Muro	Longitud (m)	Espesor (m)	F_{AE}	A_T Equivalente (cm^2)
1	11.1853	0.12	1.0000	13,422.36
2	3.5547	0.12	1.0000	4,265.64
3	0.3056	0.12	0.0235	8.63
4	0.3056	0.12	0.0235	8.63
5	0.3056	0.12	0.0235	8.63
6	0.4626	0.12	0.0539	29.92
7	1.2086	0.12	0.3679	533.63
8	0.9871	0.12	0.2454	290.72
9	3.9926	0.12	1.0000	4,791.12
10	3.1030	0.12	1.0000	3,723.60
11	2.1525	0.12	1.0000	2,583.00
12	0.7326	0.12	0.1352	118.85
13	0.9756	0.12	0.2397	280.68
14	1.3193	0.12	0.4384	694.10
15	1.1353	0.12	0.3247	442.31
16	0.5838	0.12	0.0858	60.14
17	1.9129	0.12	0.9217	2,115.78
18	13.0189	0.12	1.0000	15,622.68
D	1.3640	0.12	1.0000	1,636.80
R	0.4400	0.12	1.0000	528.00
S	0.6900	0.12	1.0000	828.00
Long. Total =	49.7356		Area Total =	51,993.21

6.3.5.- Fuerza cortante resistida por la mampostería

$$V_{R,X} = F_R (0.50 \nu_m^* A_{T,X} + 0.3 P_X) \leq 1.50 F_R \nu_m^* A_{T,X}$$

$$V_{R,Y} = F_R (0.50 \nu_m^* A_{T,Y} + 0.3 P_Y) \leq 1.50 F_R \nu_m^* A_{T,Y}$$

Donde:

$F_R = 0.70$ para muros diafragmas, muros confinados y muros con refuerzo interior.

$A_{T,X,Y}$ = Área equivalente total en la dirección X ó Y.

ν_m^* = Resistencia al esfuerzo cortante de la mampostería, en el caso de TABIMAX,
5kg/cm²

$$P_X = \frac{L_X}{L_T} W_{total} \quad P_Y = \frac{L_Y}{L_T} W_{total} \quad L_T = L_X + L_Y \quad L_{X,Y} = \text{Longitud en X ó Y.}$$

- Realizando operaciones resulta :

$$L_X = 31.0970\text{m}$$

$$L_Y = 49.7356\text{m}$$

$$L_T = 80.8326\text{m}$$

$$W_{total} = 540.08 \text{ t}$$

$$P_X = \frac{31.0970\text{m}}{80.8326\text{m}} (540.08\text{t}) = 207.77 \text{ t} = 207,773.45 \text{ kg}$$

$$P_Y = \frac{49.7356\text{m}}{80.8326\text{m}} (540.08\text{t}) = 332.31 \text{ t} = 332,306.55 \text{ kg}$$

$$V_{R,X} = (0.70)[(0.50)(5)(28,565.51) + 0.3(207,773.45)] = 93,622.07 \text{ kg} < 136.64 \text{ t} \therefore \text{MAL}$$

$$V_{R,Y} = (0.70)[(0.50)(5)(51,993.21) + 0.3(332,306.55)] = 160,772.49 \text{ kg} > 136.64 \text{ t} \therefore \text{MAL}$$

Como resultado que el $V_U > V_R$ en dirección X se procede analizar la estructura con un método más refinado, el método estático que analiza individualmente elemento por elemento, además de permitir conocer el periodo natural de la estructura y de esta manera saber si el coeficiente sísmico puede ser reducido.

6.3.6.-) Método estático de diseño sísmico

Al aplicar el método estático o detallado, ya no se utiliza la misma tabla de coeficientes reducidos con la que se trabajó en el método simplificado por lo que a continuación se muestra la tabla 3.1 Espectros de diseño para estructuras del grupo B, del Manual de Obras Civiles de la CFE.

**Tabla 3.1 Espectros de diseño para estructuras del grupo B.
(Manual de obras civiles CFE)**

Zona Sísmica	Tipo de Suelo	a_0	C	T_a (s)	T_b (s)	r
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III	0.05	0.20	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.36	0.36	0.0	0.6	1/2
	II	0.64	0.64	0.0	1.4	2/3
	III	0.64	0.64	0.0	1.9	1
D	I	0.50	0.50	0.0	0.6	1/2
	II	0.86	0.86	0.0	1.2	2/3
	III	0.86	0.86	0.0	1.7	1

El coeficiente sísmico resulta ser $c = 0.36$, con una ductilidad de $Q = 2.0$, pero al desconocer el período de la estructura se reduce en 20%, por lo que $Q' = 0.8Q = 1.60$.

DATOS DE CONSTRUCCIÓN	
O B R A :	Edificio de Departamentos
U B I C A C I Ó N :	Alarife Pedro de Murrieta No.35 de la colonia Ocolusen

DATOS SISMICOS Y DE LOCALIZACIÓN			
Zona sísmica =	C	F.C. =	1.1
Suelo =	Tipo III	C =	0.36
Edo. República =	Michoacán	Q =	1.60
Municipio =	Morelia	C/Q =	0.225

OBTENCIÓN DEL CORTANTE ACTUANTE " V_n "						
NIVEL	W_n (t)(5)	h_n (m) (6)	$W_n h_n$ (7)	F_n (t) (8)	V_n (t) (9)	V_u (t)
3	163.19	10.85	1,770.64	56.41	56.41	
2	124.35	8.15	1,013.43	32.29	88.70	62.05
1	124.35	5.45	677.70	21.59	110.29	97.57
P.B:	128.19	2.75	352.52	11.23	121.52	121.32
SUMA =	540.08		3,814.29		V_u Basal =	133.67

Antes de empezar con el método estático se muestra a continuación la secuencia de cálculo que se utilizó, ya que todo el procedimiento numérico fue hecho en tablas de Excel y se numeraron cada una de las columnas con objeto de hacer referencia a la secuencia manual de cálculo que se muestra a continuación:

1. **Número de Muro.**- Identifica el número o la literal con la que fue designado el elemento en análisis. Hacer referencia a la fig. 6.....
2. V_t = Fuerza cortante última que actúa en el nivel de análisis.
3. **Espesor "t"** = Espesor del elemento en análisis.
4. f_m^* = Resistencia a la compresión en kg/cm^2 , o bien para elementos de concreto, f_m^* , para hacer f_c' , en kg/cm^2 .
5. **Long. "L"** = Longitud del elemento en centímetros.
6. **Inercia "I"** = Momento de inercia del elemento en cm^4 , alrededor del eje en análisis.
7. A_T = Área transversal de la sección del muro, $A = tL$.
8. E = Módulo de elasticidad del elemento en kg/cm^2 .

Para muros de mampostería, $E = 600 f_m^*$, para cargas de corta duración.

Para muros o mochetas de concreto, con $f_c' = 150 \text{ kg/cm}^2$, $E = 8,000 \sqrt{f_c'}$

9. G = Módulo de cortante en kg/cm^2 , $G = 0.4E$
10. H = Altura del muro, medida de centro a centro (c.a.c.) en cm.
11. K_i = Rigidez del muro. $K_i = \frac{1}{H \left(\frac{H^2}{EI} + \frac{1.2}{A_T G} \right)}$, en t/m .
12. V_{di} = Cortante directo actuante en el muro, $V_{di} = \frac{K_i}{\sum K_i} V_t$, en toneladas.
13. **NIVEL** = Designa el nivel de piso que se está analizando.
14. W_n = Peso descargado en el nivel estudiado, incluyendo muros.
15. F_n = Fuerza cortante que actúa en el nivel analizado. $F_n = \frac{c}{Q} \frac{W_n h_n}{\sum W_n h_n} \sum W_n$
16. V_n = Fuerza cortante acumulada que actúa en el nivel analizado.
17. K_{xy} = Rigidez global del nivel estudiado.
18. X_n, Y_n = Desplazamiento de la estructura en el nivel estudiado. $X_n, Y_n = \frac{V_n}{K_i}$
19. $(W_n)(X_n)^2$ = Peso del nivel N, multiplicado por el desplazamiento de ese mismo nivel al cuadrado.
20. $(F_n)(X_n)$ = Fuerza cortante en nivel N, multiplicado por el desplazamiento de ese mismo nivel.

$$21. T = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{\sum W_n X_n^2}{\sum F_n X_n}} = \text{Período natural de la estructura. En este punto al poder}$$

conocer el período se puede economizar el diseño, ya que al graficar el espectro de diseño sísmico, podemos entrar con el periodo natural y saber si se puede reducir la

aceleración del terreno y de esta manera la fuerza sísmica actuante en el edificio, en consecuencia reduciendo las fuerzas cortantes en cada elemento.

22. d_t = Distancia del origen 0,0 imaginario que se le asigna a la estructura hacia el eje del elemento, esta distancia será el brazo de palanca. Si se esta analizando en la dirección X, la distancia d_t se mide paralela al eje Y, y viceversa.
23. $P_u d_t$ = Carga última que actúa sobre el elemento, multiplicada por su brazo de palanca medido a partir del origen 0,0 asignado.

24. CM = Coordenadas del centro de masa, $CM = \frac{\sum P_u d_t}{\sum P_u}$, como se observa en la

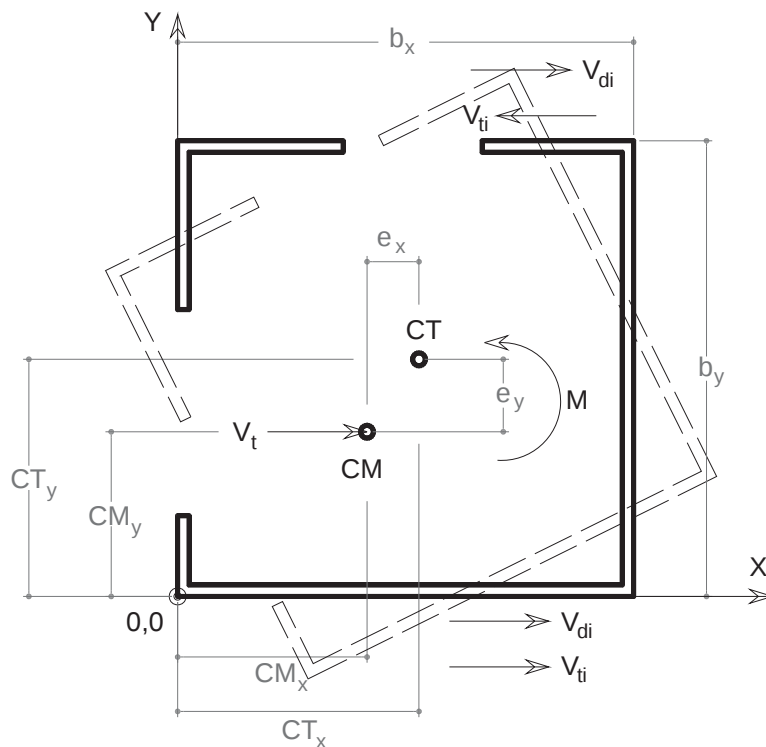
fórmula anterior, el centro de masa se obtiene de aplicar el teorema de ejes paralelos, una fuerza axial aplicada en un elemento, multiplicada por su brazo de palanca referenciado a un origen 0,0, dividido todo lo anterior entre la sumatoria de todas las fuerzas que actúan en el plano de análisis.

25. $K_i d_t$ = Rigidez del elemento multiplicada por el brazo de palanca d_t .

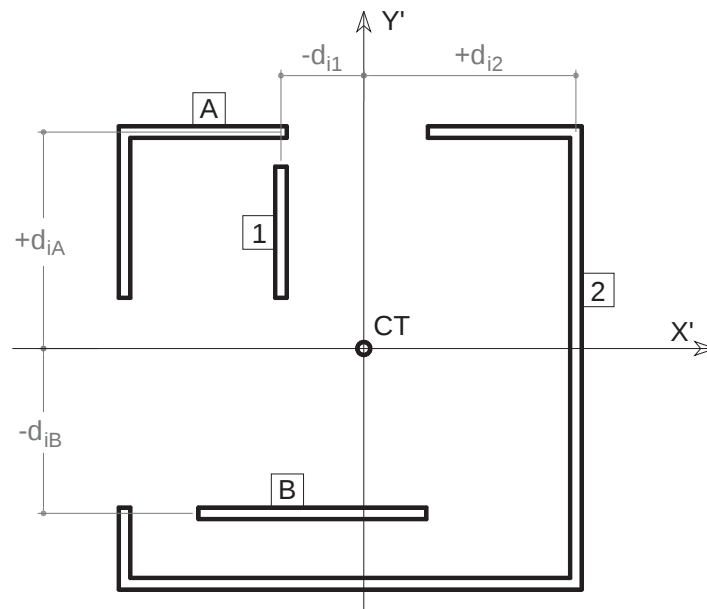
26. CT = Coordenadas del centro de torsión, $CT = \frac{\sum K_i d_t}{\sum K_i}$, al igual que en el caso del

centro de masa, el centro de torsión, se obtiene con el teorema de ejes paralelos, pero en lugar de usar la fuerza axial actuante en el elemento, se utiliza la rigidez.

27. $e_{x,y}$ = Excentricidad en dirección X ó Y, por ejemplo, $e_y = CT_y - CM_y$, siempre se le resta el valor del centro de masa al centro de torsión, ya que se idealiza que la estructura tiene el pivote de giro precisamente en el centro de torsión, y la fuerza cortante u horizontal que provoca el sismo actúa en el centro de masa.



28. e_{x1} o $y1$ = Excentricidades que consideran los efectos dinámicos en la estructura, propuestos por el M.O.C. de la CFE. $e_1 = 1.5e_i + 0.1b$, donde, b es la longitud más larga en la dirección de la excentricidad, por ejemplo para e_{y1} , el valor de b , sería b_y , haciendo referencia a la fig. anterior.
29. e_{x2} o $y2$ = Excentricidades que consideran los efectos dinámicos en la estructura, propuestos por el M.O.C. de la CFE. $e_2 = e_i - 0.1b$.
30. $M_{Tx1, y1}$ = Momento torsionante alrededor del eje X o Y, según sea el caso, obtenido de multiplicar el cortante que actúa en el nivel de análisis por la primera excentricidad e_1 , $M_T = V_t e_1$.
31. $M_{Tx2, y2}$ = Momento torsionante alrededor del eje X o Y, según sea el caso, obtenido de multiplicar el cortante que actúa en el nivel de análisis por la segunda excentricidad e_2 , $M_T = V_t e_2$.
32. d_i = Distancia entre el CT y el los elementos en análisis.



33. $K_i d_i$ = Rigidez del elemento, multiplicada por la distancia d_i , en toneladas.
34. $(K_i)(d_i)^2$ = Rigidez del elemento, multiplicada por la distancia d_i al cuadrado.
35. V_{ti1} = Fuerza cortante ocasionada por efectos de torsión, evaluada con el momento de torsión $M_{T.1}$, en toneladas.

$$V_{tiX} = \frac{K_i d_i}{\sum K_{ix} d_{ix} + \sum K_{iy} d_{iy}} M_{TX.1}, \quad V_{tiY} = \frac{K_i d_i}{\sum K_{ix} d_{ix} + \sum K_{iy} d_{iy}} M_{TY.1}$$

36. V_{ti2} = Fuerza cortante ocasionada por efectos de torsión, evaluada con el momento de torsión $M_{T.2}$, en toneladas.

$$V_{tiX} = \frac{K_i d_i}{\sum K_{ix} d_{ix} + \sum K_{iy} d_{iy}} M_{TX.2}, \quad V_{tiY} = \frac{K_i d_i}{\sum K_{ix} d_{ix} + \sum K_{iy} d_{iy}} M_{TY.2}$$

37. V_i = Cortante total, que resulta de sumar el cortante directo más el cortante ocasionado por efectos de torsión, $V_i = V_{di} + V_{ti}$, en toneladas
38. V_U = Cortante último, que resulta de aumentar en 10% el cortante total, $V_U = (1.1)(V_i)$, en toneladas.
39. P = Carga axial que actúa en el elemento, sin multiplicar por el factor de carga de 1.4.
40. v_m^* = Resistencia al esfuerzo cortante de la mampostería en kg/cm^2 .
41. V_{mR} = Resistencia ante carga horizontal o fuerza cortante de la mampostería en kg.
42. V_U = Cortante último, igual que el de la columna 38, solo que en kg.
43. **C O N D I C I O N** = Cuando $V_{mR} > V_U$ la celda dirá “CUMPLE”, y en caso contrario, dirá “Necesita refuerzo”.
44. f_{yh} = Esfuerzo a tensión del refuerzo horizontal, en kg/cm^2 .
45. P_h mínimo = Cuantía de acero mínima de refuerzo horizontal.

$$\rho_{\min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{f_{yh}} \\ \frac{V_{mR}}{F_R f_{yh} A_T} \end{array} \right.$$

46. P_h máxima = Cuantía de acero máxima de refuerzo horizontal.

$$\rho_{\max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{12}{f_{yh}} \\ 0.3 \frac{f_m^*}{f_{yh}} \end{array} \right.$$

47. S = Separación entre barras de refuerzo horizontal será de máximo, 60.0cm ó 4 hiladas de tabique, el tabique utilizado, tiene como medidas 12cm de ancho por 23cm de largo y 12cm de alto, con una junta aproximadamente de 1.5cm, por lo que cuatro hiladas son aproximadamente 54.0cm < 60.0cm, por lo que la separación máxima del refuerzo horizontal serán 4 hiladas, igual a 54.0cm.
48. A_{sh} = Área de acero de refuerzo horizontal, el diámetro de la varilla debe oscilar entre $3.5\text{mm} < d_b < \frac{3}{4}$ espesor de la junta, siendo d_b el diámetro de la varilla, además dicha varilla o alambre, debe ser corrugada y continuo a lo largo del muro, debido a que el diámetro mínimo de una varilla corrugada de grado 42, es de 5/16”

ó 7.94mm, será el refuerzo mínimo a usar, otras varillas y sus áreas de acero son las siguientes:

- $\frac{5}{16}" = 7.94\text{mm}$, $a_o = 0.4948\text{cm}^2$, junta de 1.5cm.
- $\frac{3}{8}" = 9.525\text{mm}$, $a_o = 0.71\text{cm}^2$, junta de 1.5cm.
- $\frac{1}{2}" = 1.27\text{cm}$, $a_o = 1.27\text{cm}^2$, junta de 2.0cm.

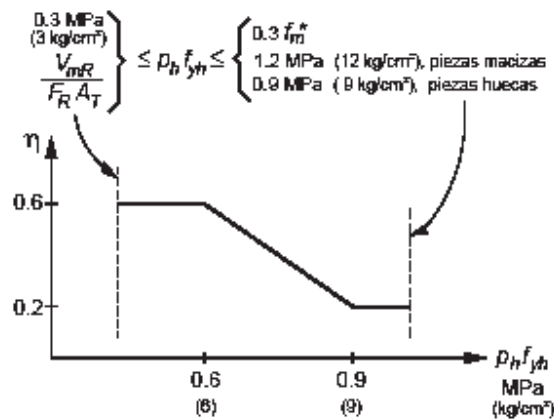
49. P_h = Cuantía de acero real de refuerzo horizontal.

$$\rho_{h.real} = \frac{A_{sh}}{(s)(t)}$$

50. η = Eficiencia de la cuantía del acero de refuerzo horizontal.

$$\eta \begin{cases} 0.6, \dots \text{si} \dots \rho_{h.real} f_{yh} \leq 6 \text{ kg/cm}^2 \\ 0.2, \dots \text{si} \dots \rho_{h.real} f_{yh} \geq 9 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

Para valores de $\rho_{h.real} f_{yh}$ comprendidos entre 6 y 9 kg/cm², η se hará variar linealmente apoyándose en la siguiente figura.



51. V_{sR} = Fuerza cortante que absorbe el acero de refuerzo horizontal.

$$V_{sR} = F_R \eta \rho_h f_{yh} A_T, F_R = 0.70$$

52. V'_U = Fuerza cortante que debe absorber el acero de refuerzo horizontal

$$V'_U = V_U - V_{mR}$$

53. **CONDICION** = Si $V_{sR} > V'_U$, aparecerá en la celda la leyenda "CUMPLE", en caso contrario aparecerá "NO CUMPLE".

a.-) Análisis Sísmico por el Método Estático en dirección "X".

1	2	3	4	5	6	7
Número de Muro	V_T (kg)	Espesor "t" (cm)	f_m^* (kg/cm ²)	Long. "L" (cm)	Inercia "I" (cm ⁴)	A_T (cm ²)
A	133,669.29	12.00	150.00	84.12	595,247.79	1,009.44
B		12.00	60.00	94.05	831,910.11	1,128.60
C		12.00	60.00	112.96	1,441,365.26	1,355.52
D		12.00	60.00	204.60	8,564,793.34	2,455.20
E		12.00	60.00	373.44	52,078,984.00	4,481.28
F		12.00	150.00	33.94	39,096.29	407.28
G		12.00	60.00	74.15	407,693.20	889.80
H		12.00	60.00	387.55	58,208,073.22	4,650.60
I		12.00	60.00	206.13	8,758,376.49	2,473.56
J		12.00	60.00	156.15	3,807,377.73	1,873.80
K		12.00	60.00	66.35	292,094.10	796.20
L		12.00	60.00	79.78	507,787.61	957.36
M		12.00	60.00	93.00	804,357.00	1,116.00
N		12.00	60.00	180.68	5,898,346.01	2,168.16
O		12.00	60.00	67.55	308,230.82	810.60
P		12.00	60.00	72.12	375,117.35	865.44
Q		12.00	60.00	206.13	8,758,376.49	2,473.56
R		12.00	60.00	238.00	13,481,272.00	2,856.00
S		12.00	60.00	379.00	54,439,939.00	4,548.00
SUMAS =				3109.70		37,316.40

1	8	9	10	11	12
Número de Muro	E (kg/cm ²)	G (kg/cm ²)	H c.a.c. (cm)	K_i (t/m)	V_{di} (ton)
A	97,979.59	39,191.84	275.00	786.14	1.87
B	36,000.00	14,400.00	275.00	397.18	0.94
C	36,000.00	14,400.00	275.00	664.43	1.58
D	36,000.00	14,400.00	275.00	3,142.96	7.46
E	36,000.00	14,400.00	275.00	11,348.94	26.94
F	97,979.59	39,191.84	275.00	54.63	0.13
G	36,000.00	14,400.00	275.00	200.77	0.48
H	36,000.00	14,400.00	275.00	12,142.00	28.83
I	36,000.00	14,400.00	275.00	3,199.91	7.60
J	36,000.00	14,400.00	275.00	1,592.19	3.78
K	36,000.00	14,400.00	275.00	145.34	0.35
L	36,000.00	14,400.00	275.00	248.04	0.59
M	36,000.00	14,400.00	275.00	384.71	0.91
N	36,000.00	14,400.00	275.00	2,313.92	5.49
O	36,000.00	14,400.00	275.00	153.14	0.36
P	36,000.00	14,400.00	275.00	185.25	0.44
Q	36,000.00	14,400.00	275.00	3,199.91	7.60
R	36,000.00	14,400.00	275.00	4,482.73	10.64
S	36,000.00	14,400.00	275.00	11,660.42	27.68
SUMAS =				56,302.62	

Análisis Sísmico por el Método Estático en dirección “X” (continuación).

Al obtener la rigidez de cada muro, se puede obtener la rigidez global del nivel que se esta analizando. El periodo natural (T) del edificio se puede obtener si se conoce la rigidez de cada nivel, y al conocer el período podríamos reducir la fuerza sísmica actuante, ya que el manual de obras civiles nos da en su tabla 3.1, los valores necesarios para graficar el espectro de diseño, por lo que a continuación se muestran las rigideces de cada entrepiso, las cuales a partir del nivel 1 hasta el 3 son iguales ya que la distribución y densidad de muros es constante en cada planta y las propiedades mecánicas son las mismas que en la planta baja a excepción de la altura libre, que se reduce de 2.65m a 2.50m, por lo que sería repetitivo mostrar una y otra vez los módulos de elasticidad, cortante, espesores y alturas, así que solo se mostrarán las rigideces.

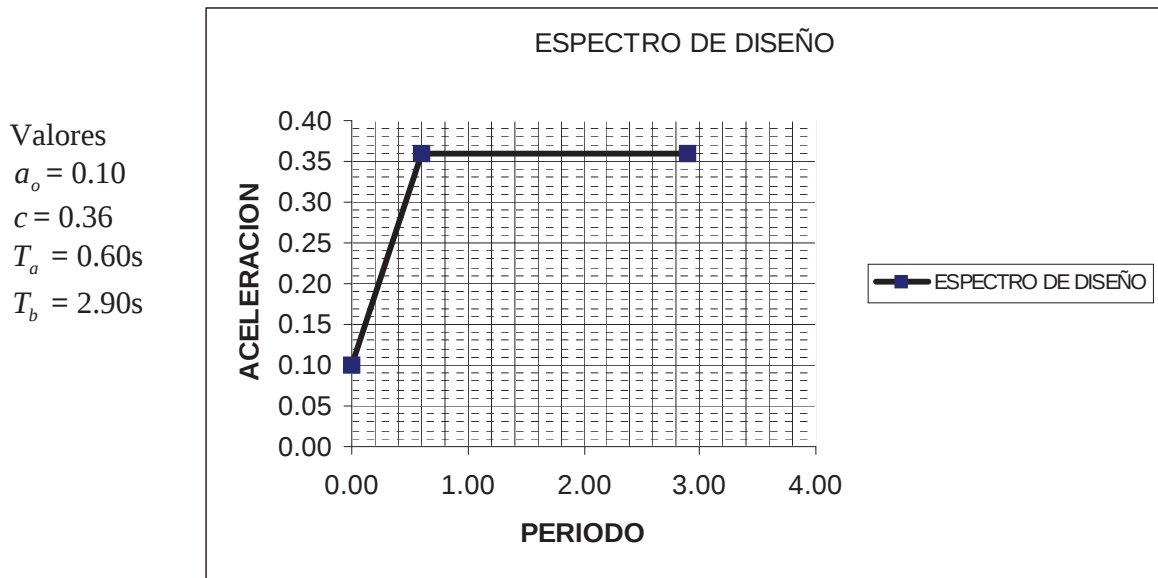
1	11	11	11
Número de Muro	$K_{i N1}$ (t/m)	$K_{i N2}$ (t/m)	$K_{i N3}$ (t/m)
A	923.02	923.02	923.02
B	465.50	465.50	465.50
C	775.85	775.85	775.85
D	3,593.77	3,593.77	3,593.77
E	12,563.11	12,563.11	12,563.11
F	64.56	64.56	64.56
G	236.11	236.11	236.11
H	13,414.28	13,414.28	13,414.28
I	3,657.58	3,657.58	3,657.58
J	1,841.40	1,841.40	1,841.40
K	171.13	171.13	171.13
L	291.44	291.44	291.44
M	450.98	450.98	450.98
N	2,660.71	2,660.71	2,660.71
O	180.27	180.27	180.27
P	217.92	217.92	217.92
Q	3,657.58	3,657.58	3,657.58
R	5,086.99	5,086.99	5,086.99
S	12,897.63	12,897.63	12,897.63
SUMAS =	63,149.85	63,149.85	63,149.85

a.1.-) Cálculo del período natural de la estructura en dirección “X”.

13	14	15	16	17	18	19	20
NIVEL	W_n (ton)	F_n (ton)	V_n (ton)	K_x (t/m)	X_n (m)	$(W_n)(X_n)^2$	$(F_n)(X_n)$
N3	163.19	56.41	56.41	63,149.85	0.00089	0.00013	0.05039
N2	124.35	32.29	88.70	63,149.85	0.00140	0.00025	0.04535
N1	124.35	21.59	110.29	63,149.85	0.00175	0.00038	0.03771
PB	128.19	11.23	121.52	56,302.62	0.00216	0.00060	0.02424
					0.00620	0.00135	0.15768

$$21.- T = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\frac{\sum W_n X_n^2}{\sum F_n X_n} \right)} = 0.186 \text{ segundos.}$$

Espectro de diseño sísmico basado en la tabla 3.1 de la CFE.



Como se observa el T del edificio Ocolusen, queda comprendido entre 0 y T_a , por lo que la aceleración del terreno puede reducirse y en consecuencia la fuerza sísmica actuante, quedando la aceleración regida por la siguiente ecuación:

$$a = a_o + (c - a_o) \frac{T}{T_a} \dots\dots\dots \text{si } T < T_a, \text{ el cual es el caso del edificio Ocolusen.}$$

$$a = 0.10 + (0.36 - 0.10) \frac{0.186}{0.60} = 0.1806$$

Al conocer que $T < T_a$, se debe utilizar una ductilidad reducida, la CFE propone la siguiente ecuación para esos casos:

$$Q' = 1 + (Q - 1) \frac{T}{T_a} = 1 + (2 - 1) \frac{0.186}{0.60} = 1.31$$

$$\text{La relación } \frac{c}{Q'} \text{ quedaría de la siguiente manera: } \frac{0.1806}{1.31} = 0.1379$$

DATOS SISMICOS Y DE LOCALIZACIÓN			
Zona sísmica =	C	F.C. =	1.1
Suelo =	Tipo III	C =	0.18
Edo. República =	Michoacán	Q =	1.31
Municipio =	Morelia	C/Q =	0.1379

OBTENCIÓN DEL CORTANTE ACTUANTE "V _n "						
NIVEL	W _n (t)(5)	h _n (m) (6)	W _n h _n (7)	F _n (t) (8)	V _n (t) (9)	V _u (t)
3	163.19	10.85	1,770.64	34.56	34.56	
2	124.35	8.15	1,013.43	19.78	54.35	38.02
1	124.35	5.45	677.70	13.23	67.58	59.78
P.B:	128.19	2.75	352.52	6.88	74.46	74.33
SUMA =	540.08		3,814.29		V _u Basal =	81.90

Análisis Sísmico por el Método Estático en dirección "X" (continuación).

1	2	3	4	5	6	7
Número de Muro	V _T (kg)	Espesor "t" (cm)	f _m [*] (kg/cm ²)	Long. "L" (cm)	Inercia "I" (cm ⁴)	A _T (cm ²)
A	81,902.20	12.00	150.00	84.12	595,247.79	1,009.44
B		12.00	60.00	94.05	831,910.11	1,128.60
C		12.00	60.00	112.96	1,441,365.26	1,355.52
D		12.00	60.00	204.60	8,564,793.34	2,455.20
E		12.00	60.00	373.44	52,078,984.00	4,481.28
F		12.00	150.00	33.94	39,096.29	407.28
G		12.00	60.00	74.15	407,693.20	889.80
H		12.00	60.00	387.55	58,208,073.22	4,650.60
I		12.00	60.00	206.13	8,758,376.49	2,473.56
J		12.00	60.00	156.15	3,807,377.73	1,873.80
K		12.00	60.00	66.35	292,094.10	796.20
L		12.00	60.00	79.78	507,787.61	957.36
M		12.00	60.00	93.00	804,357.00	1,116.00
N		12.00	60.00	180.68	5,898,346.01	2,168.16
O		12.00	60.00	67.55	308,230.82	810.60
P		12.00	60.00	72.12	375,117.35	865.44
Q		12.00	60.00	206.13	8,758,376.49	2,473.56
R		12.00	60.00	238.00	13,481,272.00	2,856.00
S		12.00	60.00	379.00	54,439,939.00	4,548.00
SUMAS =				3109.70		37,316.40

Análisis Sísmico por el Método Estático en dirección “X” (continuación).

1	8	9	10	11	12
Número de Muro	E (kg/cm ²)	G (kg/cm ²)	H c.a.c. (cm)	K _i (t/m)	V _{di} (ton)
A	97,979.59	39,191.84	275.00	786.14	1.14
B	36,000.00	14,400.00	275.00	397.18	0.58
C	36,000.00	14,400.00	275.00	664.43	0.97
D	36,000.00	14,400.00	275.00	3,142.96	4.57
E	36,000.00	14,400.00	275.00	11,348.94	16.51
F	97,979.59	39,191.84	275.00	54.63	0.08
G	36,000.00	14,400.00	275.00	200.77	0.29
H	36,000.00	14,400.00	275.00	12,142.00	17.66
I	36,000.00	14,400.00	275.00	3,199.91	4.65
J	36,000.00	14,400.00	275.00	1,592.19	2.32
K	36,000.00	14,400.00	275.00	145.34	0.21
L	36,000.00	14,400.00	275.00	248.04	0.36
M	36,000.00	14,400.00	275.00	384.71	0.56
N	36,000.00	14,400.00	275.00	2,313.92	3.37
O	36,000.00	14,400.00	275.00	153.14	0.22
P	36,000.00	14,400.00	275.00	185.25	0.27
Q	36,000.00	14,400.00	275.00	3,199.91	4.65
R	36,000.00	14,400.00	275.00	4,482.73	6.52
S	36,000.00	14,400.00	275.00	11,660.42	16.96
SUMAS =				56,302.62	

1	22	23	24	25	26	27
Número de Muro	d _t (m)	Pud _t (kg-m)	CM _y (m)	Kid _t	CT _y (m)	e _y (m)
A	4.14	34,588.00	8.46	3,254.63	9.71	1.26
B	2.85	29,036.92		1,131.95		
C	2.85	27,229.43		1,893.63		
D	0.00	0.00		0.00		
E	4.14	168,236.39		46,984.60		
F	4.14	18,963.52		226.18		
G	9.00	76,794.39		1,806.94		
H	9.00	609,958.72		109,278.01		
I	7.94	141,918.84		25,407.29		
J	10.06	129,622.42		16,017.45		
K	10.06	62,198.05		1,462.14		
L	10.06	78,059.66		2,495.30		
M	12.40	137,524.82		4,770.42		
N	12.98	153,158.70		30,034.69		
O	11.95	70,351.22		1,829.99		
P	12.98	146,715.19		2,404.50		
Q	12.21	252,283.89		39,070.90		
R	15.25	214,707.85		68,361.64		
S	16.33	450,073.98		190,414.64		
SUMAS =		2,801,422.01		546,844.89		

Análisis Sísmico por el Método Estático en dirección “X” (continuación).

1	28	29	30	31	32	33
Número de Muro	e_{y1} (m)	e_{y2} (m)	$M_{T.X} 1$ (t - m)	$M_{T.X} 2$ (t - m)	d_i (m)	K_{di} (ton)
A	3.59	-0.45	294.25	-36.98	-5.57	-4,380.86
B					-6.86	-2,725.67
C					-6.86	-4,559.74
D					-9.71	-30,526.36
E					-5.57	-63,243.11
F					-5.57	-304.45
G					-0.71	-143.07
H					-0.71	-8,652.41
I					-1.77	-5,672.16
J					0.35	553.13
K					0.35	50.49
L					0.35	86.17
M					2.69	1,033.87
N					3.27	7,560.50
O					2.24	342.63
P					3.27	605.27
Q					2.50	7,991.45
R					5.54	24,822.67
S					6.62	77,161.64

1	34	35	36	12	37	38
Número de Muro	$(K_i)(d_i)^2$ (t - m)	$V_{ti} 1$ (ton)	$V_{ti} 2$ (ton)	V_{di} (ton)	V_i (ton)	V_u (ton)
A	24,412.76	-0.29	0.04	1.14	1.18	1.30
B	18,705.15	-0.18	0.02	0.58	0.60	0.66
C	31,291.67	-0.30	0.04	0.97	1.00	1.10
D	296,490.37	-1.99	0.25	4.57	4.82	5.30
E	352,428.61	-4.13	0.52	16.51	17.03	18.73
F	1,696.59	-0.02	0.00	0.08	0.08	0.09
G	101.95	-0.01	0.00	0.29	0.29	0.32
H	6,165.72	-0.56	0.07	17.66	17.73	19.51
I	10,054.49	-0.37	0.05	4.65	4.70	5.17
J	192.16	0.04	0.00	2.32	2.35	2.59
K	17.54	0.00	0.00	0.21	0.21	0.24
L	29.94	0.01	0.00	0.36	0.37	0.40
M	2,778.43	0.07	-0.01	0.56	0.63	0.69
N	24,703.17	0.49	-0.06	3.37	3.86	4.25
O	766.60	0.02	0.00	0.22	0.25	0.27
P	1,977.67	0.04	0.00	0.27	0.31	0.34
Q	19,957.84	0.52	-0.07	4.65	5.18	5.69
R	137,452.99	1.62	-0.20	6.52	8.14	8.96
S	510,609.35	5.04	-0.63	16.96	22.00	24.20
SUMAS =	1,439,832.99					

Análisis Sísmico por el Método Estático en dirección “X” (continuación).

1	39	40	41	42	43
Número de Muro	P (kg)	v_m^* (kg/cm ²)	V_{mR} (kg)	V_u (kg)	CONDICIÓN
A	5,967.56	5.00	4,327.07	1,297.48	CUMPLE
B	7,277.42	5.00	3,503.31	660.14	CUMPLE
C	6,824.42	5.00	3,805.29	1,104.34	CUMPLE
D	24,702.65	5.00	9,484.16	5,304.72	CUMPLE
E	29,026.29	5.00	13,937.76	18,730.77	Necesita refuerzo
F	3,271.83	5.00	1,745.85	90.17	CUMPLE
G	6,094.79	5.00	2,837.06	322.55	CUMPLE
H	48,409.42	5.00	18,304.53	19,507.07	Necesita refuerzo
I	12,767.08	5.00	7,009.82	5,171.52	CUMPLE
J	9,203.52	5.00	5,211.89	2,587.46	CUMPLE
K	4,416.22	5.00	2,320.76	236.19	CUMPLE
L	5,542.44	5.00	2,839.29	403.09	CUMPLE
M	7,921.94	5.00	3,616.61	689.84	CUMPLE
N	8,428.28	5.00	5,564.22	4,245.54	CUMPLE
O	4,205.09	5.00	2,301.62	269.65	CUMPLE
P	8,073.70	5.00	3,210.00	339.89	CUMPLE
Q	14,758.62	5.00	7,428.04	5,694.20	CUMPLE
R	10,056.57	5.00	7,109.88	8,955.58	Necesita refuerzo
S	19,686.55	5.00	12,093.18	24,199.48	Necesita refuerzo

1	44	45	46	47	48	49
Número de Muro	f_{yh}	P_h mínimo	P_h máximo	S (cm)	A_{sh} (cm ²)	P_h
A						
B						
C						
D						
E	4,200.00	0.000714	0.004286	54.00	0.4948	0.000764
F						
G						
H	4,200.00	0.000714	0.004286	54.00	0.4948	0.000764
I						
J						
K						
L						
M						
N						
O						
P						
Q						
R	4,200.00	0.000714	0.004286	54.00	0.4948	0.000764
S	4,200.00	0.000714	0.004286	27.00	1.4200	0.004383

a.2.-) Resultados del análisis sísmico por el método estático, dirección “X”

1	50	51	52	53
Número de Muro	Eficiencia	V_{sR}	V'_U	CONDICIÓN
A	0.60	0.00	0.00	CUMPLE
B	0.60	0.00	0.00	CUMPLE
C	0.60	0.00	0.00	CUMPLE
D	0.60	0.00	0.00	CUMPLE
E	0.60	6,036.08	4,793.01	CUMPLE
F	0.60	0.00	0.00	CUMPLE
G	0.60	0.00	0.00	CUMPLE
H	0.60	6,264.15	1,202.54	CUMPLE
I	0.60	0.00	0.00	CUMPLE
J	0.60	0.00	0.00	CUMPLE
K	0.60	0.00	0.00	CUMPLE
L	0.60	0.00	0.00	CUMPLE
M	0.60	0.00	0.00	CUMPLE
N	0.60	0.00	0.00	CUMPLE
O	0.60	0.00	0.00	CUMPLE
P	0.60	0.00	0.00	CUMPLE
Q	0.60	0.00	0.00	CUMPLE
R	0.60	3,846.91	1,845.70	CUMPLE
S	0.20	11,720.36	12,106.30	NO CUMPLE

Como se observa el muro S, sigue sin cumplir, sin embargo la diferencia entre V'_u y V_{sR} es de 3.30%, lo cual desde el punto de vista práctico no es algo de gran consideración, por lo que se dejan las mismas características del muro más su refuerzo horizontal.

1	3	5	REFUERZO HORIZONTAL	
Número de Muro	“ t ” (cm.)	“ L ” (cm.)	Varillas #	Separación en cm.
A	12.00	84.12	-----	-----
B	12.00	94.05	-----	-----
C	12.00	112.96	-----	-----
D	12.00	204.60	-----	-----
E	12.00	373.44	1 # 5/16”	54.00
R	12.00	33.94	-----	-----
G	12.00	74.15	-----	-----
H	12.00	387.55	1 # 5/16”	54.00
I	12.00	206.13	-----	-----
J	12.00	156.15	-----	-----
K	12.00	66.35	-----	-----
L	12.00	79.78	-----	-----
M	12.00	93.00	-----	-----
N	12.00	180.68	-----	-----
O	12.00	67.55	-----	-----
P	12.00	72.12	-----	-----
Q	12.00	206.13	-----	-----
R	12.00	242.01	1 # 5/16”	54.00
S	12.00	384.98	2 # 3/8”	27.00

b.-) Análisis Sísmico por el Método Estático en dirección "Y"

Ahora se procede a realizar exactamente la misma secuencia de cálculo que se siguió con la revisión en dirección X, pero ahora en dirección Y.

1	2	3	4	5	6	7
Número de Muro	V_T (kg)	Espesor "t" (cm)	f_m^* (kg/cm ²)	Long. "L" (cm)	Inercia "I" (cm ⁴)	A_T (cm ²)
1	81,902.20	12.00	60.00	1,118.53	1,399,403,353.45	13,422.36
2		12.00	60.00	355.47	44,916,805.61	4,265.64
3		12.00	150.00	30.56	28,540.40	366.72
4		12.00	150.00	30.56	28,540.40	366.72
5		12.00	150.00	30.56	28,540.40	366.72
6		12.00	150.00	46.26	98,995.83	555.12
7		12.00	60.00	120.86	1,765,418.89	1,450.32
8		12.00	60.00	98.71	961,797.08	1,184.52
9		12.00	60.00	399.26	63,645,456.71	4,791.12
10		12.00	60.00	310.30	29,877,573.73	3,723.60
11		12.00	60.00	215.25	9,973,084.08	2,583.00
12		12.00	60.00	73.26	393,188.44	879.12
13		12.00	60.00	97.56	928,571.55	1,170.72
14		12.00	60.00	131.93	2,296,310.90	1,583.16
15		12.00	60.00	113.53	1,463,295.08	1,362.36
16		12.00	60.00	58.38	198,972.14	700.56
17		12.00	60.00	191.29	6,999,657.68	2,295.48
18		12.00	60.00	1,301.89	2,206,596,237.94	15,622.68
D		12.00	60.00	136.40	2,537,716.54	1,636.80
R		12.00	60.00	44.00	85,184.00	528.00
S		12.00	60.00	69.00	328,509.00	828.00
SUMAS =				4973.56		59,682.72

Análisis Sísmico por el Método Estático en dirección “Y” (continuación).

1	8	9	10	11	12
Número de Muro	E (kg/cm ²)	G (kg/cm ²)	H c.a.c. (cm)	K _i (t/m)	V _{di} (ton)
1	36,000.00	14,400.00	275.00	54,201.89	27.55
2	36,000.00	14,400.00	275.00	10,352.50	5.26
3	97,979.59	39,191.84	275.00	39.97	0.02
4	97,979.59	39,191.84	275.00	39.97	0.02
5	97,979.59	39,191.84	275.00	39.97	0.02
6	97,979.59	39,191.84	275.00	137.01	0.07
7	36,000.00	14,400.00	275.00	800.79	0.41
8	36,000.00	14,400.00	275.00	455.46	0.23
9	36,000.00	14,400.00	275.00	12,806.19	6.51
10	36,000.00	14,400.00	275.00	7,936.80	4.03
11	36,000.00	14,400.00	275.00	3,548.56	1.80
12	36,000.00	14,400.00	275.00	193.87	0.10
13	36,000.00	14,400.00	275.00	440.62	0.22
14	36,000.00	14,400.00	275.00	1,016.95	0.52
15	36,000.00	14,400.00	275.00	673.78	0.34
16	36,000.00	14,400.00	275.00	99.95	0.05
17	36,000.00	14,400.00	275.00	2,667.11	1.36
18	36,000.00	14,400.00	275.00	64,343.78	32.71
D	36,000.00	14,400.00	275.00	1,112.58	0.57
R	36,000.00	14,400.00	275.00	43.40	0.02
S	36,000.00	14,400.00	275.00	162.91	0.08
SUMAS =				161,114.05	

b.1.-) Cálculo del período natural de la estructura en dirección “X” y “Y”.

13	14	15	16	17	18	19	20
NIVEL	W _n (ton)	F _n (ton)	V _n (ton)	K _X (t/m)	X _n (m)	(W _n)(X _n) ²	(F _n)(X _n)
N3	163.19	34.56	34.56	63,149.85	0.00055	0.00005	0.01892
N2	124.35	19.78	54.35	63,149.85	0.00086	0.00009	0.01702
N1	124.35	13.23	67.58	63,149.85	0.00107	0.00014	0.01416
PB	128.19	6.88	74.46	56,302.62	0.00132	0.00022	0.00910
					0.00380	0.00051	0.05920
NIVEL	W _n (ton)	F _n (ton)	V _n (ton)	K _Y (t/m)	Y _n (m)	(W _n)(X _n) ²	(F _n)(X _n)
N3	163.19	34.56	34.56	173,987.22	0.00020	0.00001	0.00687
N2	124.35	19.78	54.35	173,987.22	0.00031	0.00001	0.00618
N1	124.35	13.23	67.58	173,987.22	0.00039	0.00002	0.00514
PB	128.19	6.88	74.46	161,114.05	0.00046	0.00003	0.00318
					0.00136	0.00006	0.02136

Análisis Sísmico por el Método Estático en dirección “Y” (continuación).

$$21.- T = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\frac{\sum W_n X_n^2}{\sum F_n X_n} \right)} = 0.186 \text{ segundos, para X}$$

$$21.- T = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\frac{\sum W_n X_n^2}{\sum F_n X_n} \right)} = 0.110 \text{ segundos, para Y}$$

Se observan dos cosas, una, la rigidez en la dirección Y es mucho mayor que la de X, y dos el período en dirección Y es menor que el de X debido a esa mayor rigidez, por lo que la aceleración nuevamente se encuentra entre 0 y T_a , el cambio sería muy parecido a lo que se realizó en la dirección X, por lo que se continuará considerando la misma fuerza cortante basal que para la dirección antes mencionada.

1	22	23	24	25	26	27
Número de Muro	d_t (m)	P_{udt} (kg-m)	CM_x (m)	K_{idt}	CT_x (m)	e_x (m)
1	0.00	0.00	5.54	0.00	5.41	-0.12
2	2.31	96,336.20		23,914.27		
3	2.31	11,559.48		92.33		
4	2.31	10,741.19		92.33		
5	2.31	7,973.83		92.33		
6	2.31	8,107.74		316.50		
7	5.06	85,471.37		4,052.01		
8	7.60	130,433.74		3,461.48		
9	6.86	389,405.94		87,850.48		
10	5.45	179,754.24		43,255.59		
11	6.86	153,519.44		24,343.12		
12	3.79	28,834.38		734.76		
13	6.29	54,354.24		2,771.52		
14	6.29	81,606.54		6,396.63		
15	8.01	87,689.00		5,396.95		
16	8.01	50,729.66		800.60		
17	8.01	204,355.11		21,363.52		
18	9.93	795,110.45		638,933.75		
D	6.35	219,606.58		7,064.85		
R	1.18	16,613.46		51.22		
S	8.09	222,969.90		1,317.91		
SUMAS =		2,835,172.49		872,302.10		

Análisis Sísmico por el Método Estático en dirección “Y” (continuación).

1	28	29	30	31	32	33
Número de Muro	e_{x1} (m)	e_{x2} (m)	$M_{T.Y} 1$ (t - m)	$M_{T.Y} 2$ (t - m)	d_i (m)	$K_i d_i$ (ton)
1	0.81	-1.12	66.63	-92.09	-5.41	-293,459.34
2					-3.10	-32,136.12
3					-3.10	-124.07
4					-3.10	-124.07
5					-3.10	-124.07
6					-3.10	-425.31
7					-0.35	-283.63
8					2.19	995.54
9					1.45	18,515.32
10					0.04	284.22
11					1.45	5,130.54
12					-1.62	-314.88
13					0.88	385.90
14					0.88	890.66
15					2.60	1,749.00
16					2.60	259.45
17					2.60	6,923.30
18					4.52	290,564.28
D					0.94	1,041.16
R					-4.23	-183.78
S					2.68	435.90

1	34	35	36	12	37	38
Número de Muro	$(K_i)(d_i)^2$ (t - m)	$V_{ti} 1$ (ton)	$V_{ti} 2$ (ton)	V_{di} (ton)	V_i (ton)	V_u (ton)
1	1,588,844.68	-4.3380	5.9955	27.55	33.55	36.90
2	99,756.63	-0.4750	0.6566	5.26	5.92	6.51
3	385.13	-0.0018	0.0025	0.02	0.02	0.03
4	385.13	-0.0018	0.0025	0.02	0.02	0.03
5	385.13	-0.0018	0.0025	0.02	0.02	0.03
6	1,320.24	-0.0063	0.0087	0.07	0.08	0.09
7	100.46	-0.0042	0.0058	0.41	0.41	0.45
8	2,176.07	0.0147	-0.0203	0.23	0.25	0.27
9	26,769.63	0.2737	-0.3783	6.51	6.78	7.46
10	10.18	0.0042	-0.0058	4.03	4.04	4.44
11	7,417.79	0.0758	-0.1048	1.80	1.88	2.07
12	511.42	-0.0047	0.0064	0.10	0.10	0.12
13	337.98	0.0057	-0.0079	0.22	0.23	0.25
14	780.05	0.0132	-0.0182	0.52	0.53	0.58
15	4,540.06	0.0259	-0.0357	0.34	0.37	0.41
16	673.48	0.0038	-0.0053	0.05	0.05	0.06
17	17,971.57	0.1023	-0.1414	1.36	1.46	1.60
18	1,312,133.01	4.2952	-5.9364	32.71	37.00	40.70
D	974.33	0.0154	-0.0213	0.57	0.58	0.64
R	778.15	-0.0027	0.0038	0.02	0.03	0.03
S	1,166.40	0.0064	-0.0089	0.08	0.09	0.10
SUMAS =	3,067,417.51					

Análisis Sísmico por el Método Estático en dirección “Y” (continuación).

1	39	40	41	42	43
Número de Muro	P (kg)	v_m^* (kg/cm ²)	V_{mR} (kg)	V_u (kg)	CONDICIÓN
1	56,491.72	5.00	35,352.39	36,903.91	Necesita refuerzo
2	29,788.56	5.00	13,720.47	6,511.17	CUMPLE
3	3,574.36	5.00	1,392.38	25.14	CUMPLE
4	3,321.33	5.00	1,339.24	25.14	CUMPLE
5	2,465.62	5.00	1,159.54	25.14	CUMPLE
6	2,507.03	5.00	1,497.94	86.17	CUMPLE
7	12,065.41	5.00	5,071.80	454.16	CUMPLE
8	12,258.81	5.00	4,647.26	270.87	CUMPLE
9	40,546.22	5.00	16,899.17	7,462.09	CUMPLE
10	23,558.88	5.00	11,463.66	4,442.76	CUMPLE
11	15,984.95	5.00	7,877.09	2,067.72	CUMPLE
12	5,434.30	5.00	2,679.66	115.48	CUMPLE
13	6,172.41	5.00	3,344.97	252.66	CUMPLE
14	9,267.15	5.00	4,716.63	583.15	CUMPLE
15	7,819.60	5.00	4,026.25	405.20	CUMPLE
16	4,523.78	5.00	2,175.97	60.11	CUMPLE
17	18,223.21	5.00	7,843.96	1,603.98	CUMPLE
18	57,193.96	5.00	39,350.42	40,704.74	Necesita refuerzo
D	24,702.65	5.00	8,051.96	639.06	CUMPLE
R	10,056.57	5.00	3,035.88	28.40	CUMPLE
S	19,686.55	5.00	5,583.18	98.18	CUMPLE

1	44	45	46	47	48	49
Número de Muro	f_{yh}	P_h mínimo	P_h máximo	Sep. entre barras (cm)	A_{sh} (cm ²)	P_h
1	4,200.00	0.000714	0.004286	54.00	0.4948	0.000764
18	4,217.00	0.000711	0.004268	54.00	0.4948	0.000764

b.2.-) Resultados del análisis sísmico por el método estático, dirección “Y”

1	50	51	52	53
Número de Muro	Eficiencia η	V_{sR}	V'_U	CONDICIÓN
1	0.60	18,079.32	1,551.52	CUMPLE
2	0.60	0.00	0.00	CUMPLE
3	0.60	0.00	0.00	CUMPLE
4	0.60	0.00	0.00	CUMPLE
5	0.60	0.00	0.00	CUMPLE
6	0.60	0.00	0.00	CUMPLE
7	0.60	0.00	0.00	CUMPLE
8	0.60	0.00	0.00	CUMPLE
9	0.60	0.00	0.00	CUMPLE
10	0.60	0.00	0.00	CUMPLE
11	0.60	0.00	0.00	CUMPLE
12	0.60	0.00	0.00	CUMPLE
13	0.60	0.00	0.00	CUMPLE
14	0.60	0.00	0.00	CUMPLE
15	0.60	0.00	0.00	CUMPLE
16	0.60	0.00	0.00	CUMPLE
17	0.60	0.00	0.00	CUMPLE
18	0.60	21,128.23	1,354.31	CUMPLE
D	0.60	0.00	0.00	CUMPLE
R	0.60	0.00	0.00	CUMPLE
S	0.60	0.00	0.00	CUMPLE

1	3	5	REFUERZO HORIZONTAL	
Número de Muro	“ t ” (cm.)	“ L ” (cm.)	Varillas #	Separación en cm.
1	12.00	1,118.53	1 # 5/16”	54.00
2	12.00	355.47	-----	-----
3	12.00	30.56	-----	-----
4	12.00	30.56	-----	-----
5	12.00	30.56	-----	-----
6	12.00	46.26	-----	-----
7	12.00	120.86	-----	-----
8	12.00	98.71	-----	-----
9	12.00	399.26	-----	-----
10	12.00	310.30	-----	-----
11	12.00	215.25	-----	-----
12	12.00	73.26	-----	-----
13	12.00	97.56	-----	-----
14	12.00	131.93	-----	-----
15	12.00	113.53	-----	-----
16	12.00	58.38	-----	-----
17	12.00	191.29	-----	-----
18	12.00	1,301.89	1 # 5/16”	54.00

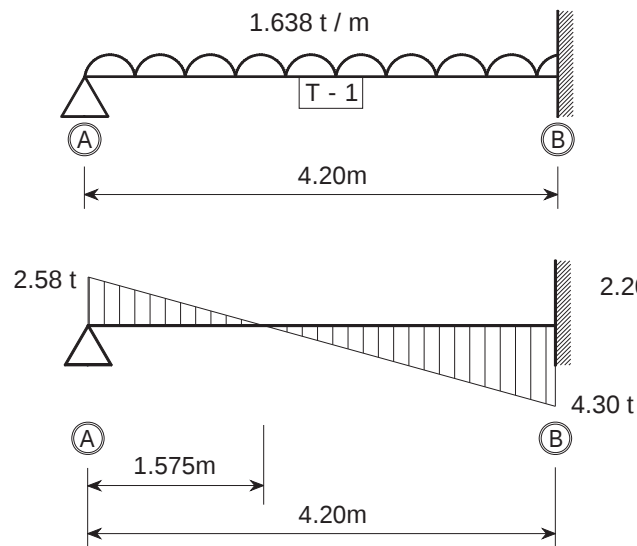
CAPITULO VII

DISEÑO DE CASTILLOS

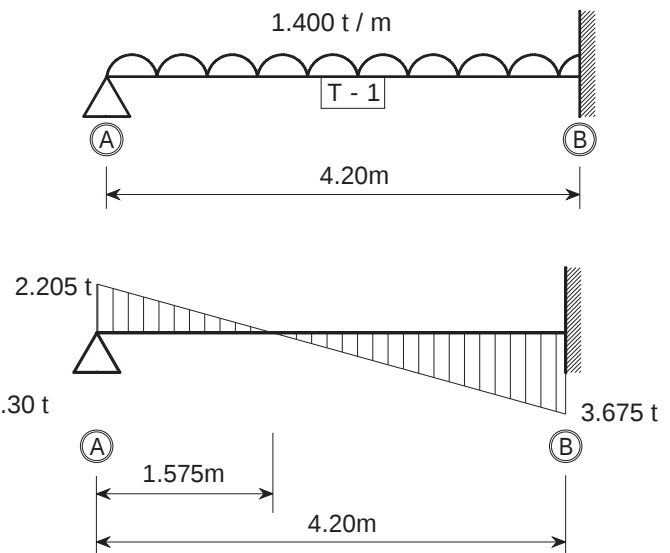
7.- DISEÑO DE CASTILLOS

Si hacemos referencia a la fig. 4.1 del capítulo 4, se aprecia que hay 5 traveses en cada nivel de piso, sin embargo al haber analizado cada una de ellas, resultó que solo la trabe T – 1, necesita de una geometría y de un armado más generoso que el de una dala, ya que las fuerzas gravitacionales a las que esta sometida son de mayor consideración que cualquiera de las otras cuatro. La trabe T – 1 se encuentra localizada sobre el eje 8 con una longitud de 4.20m, y sus apoyos descansan sobre el castillo nombrado K – 1 que esta entre el eje 8 y el A, y el castillo tipo K - 2 que esta entre el eje 8 y el B', las fuerzas axiales que obran sobre los extremos de la trabe y por lo tanto que serían las que tendría que resistir los castillos antes mencionados son:

Para Azotea



Para entrepiso



- Carga axial última**

Para el apoyo A

$$2.58t + (2.205t) \times 3 = 9.195t$$

$$P_u = 1.4 \times 9.195 = 12.873 t$$

Para el apoyo B

$$4.30t + (3.675t) \times 3 = 15.325t$$

$$P_u = 1.4 \times 15.325 = 21.455 t$$

- Resistencia ante carga axial para castillos.**

$$P_R = F_R (f_c'' A_g + A_s f_y);$$

Donde:

$$F_R = 0.80$$

A_g = Área bruta de la sección del castillo.

$$f_c'' = 0.80 \times 0.85 \times f_c'$$

A_s = Área del acero longitudinal del castillo.

7.1.- Castillo tipo K – 1 (apoyo A)

$$A_g = 0.1338\text{m}^2 = 1,338\text{cm}^2$$

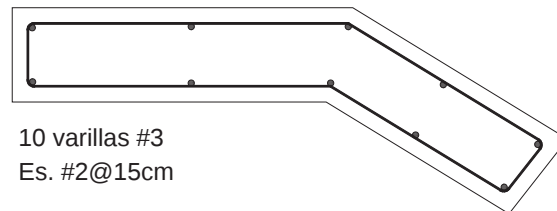
$$f_c'' = (0.80)(0.85)(150) = 102.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 0.2 \frac{f_c'}{f_y} t^2 = 0.2 \frac{150}{4,200} (12)^2 = 1.029 \text{ cm}^2, \text{ sin embargo como el área del castillo}$$

es de consideración, se revisa si el A_s cumple por temperatura.

$$A_{st} = 0.002bh = 0.002(12.0)(90.0) = 2.16\text{cm}^2 > 1.029 \text{ cm}^2 \therefore \text{rige } 2.16\text{cm}^2$$

Con varillas de 3/8", $2.16\text{cm}^2 / 0.71\text{cm}^2 = 3.04 \therefore 4$ varillas, sin embargo por las dimensiones del castillo el armado queda de la siguiente manera:



$$\therefore A_s = (10)(0.71) = 7.1\text{cm}^2$$

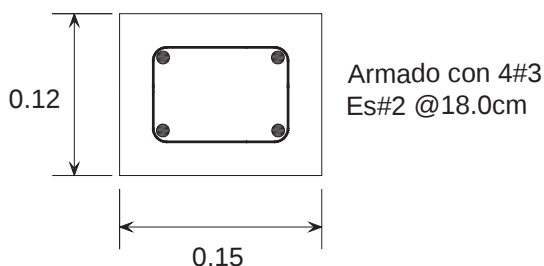
$$P_R = F_R (f_c'' A_g + A_s f_y) = (0.80)[(102)(1,338) + (7.1)(4,200)] = 133,036.80 \text{ kg}$$

$$P_R = 133 \text{ t.} > 12.9\text{t} \therefore \text{O.K.}$$

7.2.- Castillo tipo K – 2 (apoyo B)

$$A_g = 12.0\text{cm} \times 15.0\text{cm} = 180.0\text{cm}^2$$

$$f_c'' = (0.80)(0.85)(150) = 102.0 \text{ kg/cm}^2$$



$$A_s = (4)(0.71) = 2.84\text{cm}^2$$

$$P_R = F_R (f_c'' A_g + A_s f_y) = (0.80)[(102)(180) + (2.84)(4,200)] = 24,230.4 \text{ kg}$$

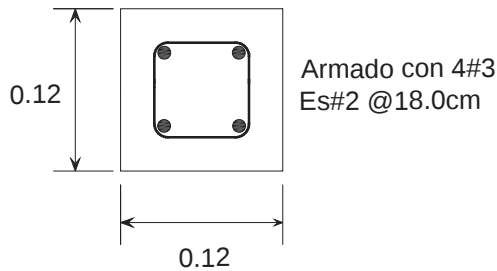
$$P_R = 24.2\text{t} > 21.455\text{t} \therefore \text{O.K.}$$

7.3.- Castillo tipo K (castillo de confinamiento)

$$A_g = 12.0\text{cm} \times 12.0\text{cm} = 144.0\text{cm}^2$$

$$f_c'' = (0.80)(0.85)(150) = 102.0 \text{ kg/cm}^2$$

El armado para el castillo tipo K, quedo establecido desde el capítulo 5, quedando de la siguiente manera:



$$A_s = (4)(0.71) = 2.84\text{cm}^2$$

$$P_R = F_R(f_c'' A_g + A_s f_y) = (0.80)[(102)(144) + (2.84)(4,200)] = 21,292.80 \text{ kg}$$

$$P_R = 21.3\text{t}$$

Como se observa la resistencia ante fuerza axial del castillo tipo K, es bastante generosa a pesar de sus dimensiones, inclusive podría bien resistir las fuerzas a las que esta sometida la trabe T – 1, sin embargo, para el caso del apoyo A, se propuso una sección maciza de concreto, ya que su función principal es la de brindar cierta rigidez en la dirección X, y de esa manera reducir las fuerzas cortantes que les corresponden a los muros de mampostería más pequeños.

CAPITULO VIII

DISEÑO DE CIMENTACIÓN

8.- DISEÑO DE CIMENTACIÓN

Para el diseño de la cimentación, antes que nada, se necesita conocer cual es la descarga que genera cada muro hasta la planta baja, lo cual ya se calculo anteriormente en el capítulo 6, en la revisión de muros ante cargas verticales. Al igual que en la revisión por sismo, el diseño de la cimentación se realizo mediante la ayuda de hojas de Excel, cada columna está numerada, y su descripción se presenta a continuación:

1. **Número de Muro.-** Indica el número que designa al muro. Ver fig. 6.1 y 6.3.
2. **L** = Longitud de contacto de la zapata, en metros.
3. **W** = Descarga hasta la P.B., incluyendo peso de muros y cargas extras, en kg.
4. **P** = Descarga hasta la P.B., incluyendo peso de muros y cargas extras, en t / m

$$P = W/L$$

5. **B''** = Ancho propuesto, en metros, $B'' = 1.2 \left(\frac{P}{q_r} \right)$, debido a que no se cuenta con

ningún estudio de mecánica de suelos, la resistencia del terreno (q_r), tomará un valor conservador, $q_r = 8.0 \text{ t/m}^2$.

6. **W_s** = Peso propio supuesto de la cimentación, en t/m

$$W_s = \left[\frac{\gamma_c + \gamma_s}{2} \right] (B'')(1.0)(D_f), \text{ se toma por metro de ancho.}$$

Donde:

γ_c = Peso volumétrico del concreto.

γ_s = Peso volumétrico del material de relleno.

D_f = Profundidad de desplante, la cual se tomará de 1.00m, el estrato resistente, se encuentra a 1.70m, pero para efectos de ahorrar peso en la cimentación, se propone un mejoramiento del terreno de 70.0cm.

7. **P_T** = Descarga total transmitida a la zapata, $P_T = P + W_s$, en t/m.

8. **A_z** = Área de contacto necesaria de la zapata, $A_z = \frac{P_T}{q_r}$, en m².

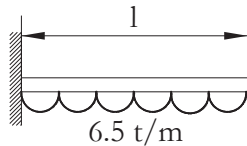
9. **B'** = Ancho necesario de la zapata, si $A_z = BL$, y $L = 1.0\text{m}$, entonces, $B' = \frac{A_z}{1.0\text{m}}$.

10. **B** = Ancho ajustado de la zapata, en este inciso, se ajusta el ancho de la zapata según el plano arquitectónico, ya que en ocasiones habrá que seguir un ancho constante a lo largo de muros consecutivos entre sí, esto con el objeto de dar más uniformidad a las excavaciones en obra.

11. **q** = Presión de contacto, $q = \frac{P_T}{(B)(1.0\text{m})} < q_r$, en t / m².

12. **q_{nu}** = Presión neta última, $q_{nu} = Fc \left(\frac{P}{(B)(1.0\text{m})} \right)$, en kg/cm², $Fc = 1.4$.

13. l = “voladizo” de la losa de la zapata,



$$l = \begin{cases} \frac{B-c}{2} & \text{.....si..es..central} \\ B-c & \text{.....si..es..lindero} \end{cases}$$

14. V_{CR} = Resistencia al esfuerzo cortante del concreto, $V_{CR} = 0.50F_R\sqrt{f_c^*}$, $F_R = 0.80$,
 $f_c^* = 0.8f_c'$

15. d = Peralte efectivo de la losa de zapata, $d = \frac{q_{nu}l}{q_{nu} + V_{CR}}$, en centímetros.

16. H = Espesor total de losa de zapata, en centímetros; el espesor mínimo son 15.0cm y el recubrimiento para elementos en contacto con el terreno natural es de cuando menos 5.0cm, $\therefore H = d + 5.0cm$.

17. $W_{plantilla}$ = Peso de la plantilla de desplante, en t /m, $W_{plantilla} = (B)(0.05m)(2.2 \frac{t}{m^3})$.

18. W_{losa} = Peso de la losa de zapata, en t /m, $W_{losa} = (B)(H)(2.4 \frac{t}{m^3})$.

19. W_{muro} = Peso del muro de enrase, en t /m,
 $W_{muro} = (0.25m)(1.70m - 0.05m - H)(1.5 \frac{t}{m^3})$.

20. $W_{relleno}$ = Peso del material de relleno, $W_{relleno} = (B - 0.25)(1.70 - 0.05 - H)(1.3 \frac{t}{m^3})$.

21. W_{real} = Peso real de la cimentación,

$$W_{real} = W_{platilla} + W_{losa} + W_{muro} + W_{relleno}$$

22. $W_{real} < W_s$ = El peso real de la cimentación debe ser menor que el peso supuesto calculado anteriormente, en caso positivo aparecerá la leyenda “BIEN” y se continua con el análisis, en caso contrario la leyenda dirá “MAL”, y se repite el procedimiento desde el paso 7, sólo que en lugar de W_s se usa W_{real} .

23. M_U = Momento ocasionado por la flexión de la zona en “voladizo” de la losa de zapata.

$$M_U = \frac{q_{nu} \left(l + \frac{c}{4} \right)^2}{2}$$

24. ρ' = Cuantía de acero a flexión, $\rho = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f_c''}} \right] \frac{f_c''}{f_y}$, donde $F_R = 0.9$, $b = 100cm$, $f_c'' = 0.8 \times 0.85 \times f_c'$.

25. ρ_{min} = Cuantía mínima de acero, $\rho_{min} = \frac{0.70 \sqrt{f_c'}}{f_y}$.

26. ρ_{max} = Cuantía máxima de acero, $\rho_{max} = 0.75 \left[\frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{6000 + f_y} \right]$.

27. ρ = Cuantía de acero definitiva, $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

28. A_s = Área de acero necesaria, $A_s = \rho(100\text{cm})(d)$, $d = H - 5.0\text{cm}$.

29. a_o = Área de acero de la varilla propuesta.

30. S_{trans} = Separación de varillas del armado transversal, $S_{\text{trans}} = \frac{100a_o}{A_s}$, en cm.

31. A_{st} = Área de acero por temperatura, para armar el sentido longitudinal, y en losas de zapata con espesor mayor a 15.0cm, para armar por temperatura el lecho superior en ambos sentidos.

$$A_{st} = \frac{660x_1}{f_y(100 + x_1)} b(1.5), \quad x_1 = d, \text{ y } 1.5, \text{ por estar en contacto con el T.N.}$$

32. S_{long} = Separación de varillas del armado longitudinal ó de lecho superior en cm.

$$S_{\text{long}} = \frac{100a_o}{A_s}, \text{ en cm.}$$

8.1.- Zapatas corridas bajo muro, dirección "X"

1	2	3	4	5	6	7
Número de Muro	L (m)	W (kg)	P (t/m)	B'' (m)	W _s (t/m)	P _T (t/m)
A	1.8900	5,967.56	3.16	0.47	0.88	4.03
B	2.1900	7,277.42	3.32	0.50	0.92	4.25
C	1.3500	6,824.42	5.06	0.76	1.40	6.46
D	4.3000	24,702.65	5.74	0.86	1.59	7.34
E	4.3000	29,026.29	6.75	1.01	1.87	8.62
F	0.9300	3,271.83	3.52	0.53	0.98	4.49
G	1.1900	6,094.79	5.12	0.77	1.42	6.54
H	4.3000	48,409.42	11.26	1.69	3.12	14.38
I	2.0613	12,767.08	6.19	0.93	1.72	7.91
J	1.5615	9,203.52	5.89	0.88	1.64	7.53
K	0.9635	4,416.22	4.58	0.69	1.27	5.86
L	1.0978	5,542.44	5.05	0.76	1.40	6.45
M	1.3500	7,921.94	5.87	0.88	1.63	7.50
N	2.1500	8,428.28	3.92	0.59	1.09	5.01
O	0.6755	4,205.09	6.23	0.93	1.73	7.95
P	1.0600	8,073.70	7.62	1.14	2.11	9.73
Q	2.0613	14,758.62	7.16	1.07	1.99	9.15
R	2.4201	10,056.57	4.16	0.62	1.15	5.31
S	3.8498	19,686.55	5.11	0.77	1.42	6.53

1	8	9	10	11	12	13
Número de Muro	A_z (m ²)	B' (m)	B (m)	$q < q_r$ (t/m ²)	q_{nu} (kg/cm ²)	l (m)
A	0.50	0.50	0.95	4.25	0.465	0.35
B	0.53	0.53	0.95	4.47	0.490	0.35
C	0.81	0.81	0.95	6.80	0.745	0.35
D	0.92	0.92	1.25	5.87	0.643	0.50
E	1.08	1.08	1.10	7.84	0.859	0.43
F	0.56	0.56	1.10	4.09	0.448	0.43
G	0.82	0.82	1.80	3.63	0.398	0.78
H	1.80	1.80	1.80	7.99	0.876	0.78
I	0.99	0.99	1.00	7.91	0.867	0.38
J	0.94	0.94	0.95	7.93	0.869	0.35
K	0.73	0.73	0.95	6.16	0.675	0.35
L	0.81	0.81	0.95	6.79	0.744	0.35
M	0.94	0.94	0.95	7.89	0.865	0.35
N	0.63	0.63	1.25	4.01	0.439	0.50
O	0.99	0.99	1.00	7.95	0.872	0.38
P	1.22	1.22	1.25	7.78	0.853	0.50
Q	1.14	1.14	1.25	7.32	0.802	0.50
R	0.66	0.66	0.70	7.58	0.831	0.45
S	0.82	0.82	0.95	6.88	0.754	0.70

1	14	15	16	17	18	19
Número de Muro	V_{cR} (kg/cm ²)	d por cortante (cm)	H (cm)	W plantilla (t/m)	W losa (t/m)	W muro (t/m)
A	5.06	2.95	15.00	0.10	0.34	0.30
B	5.06	3.09	15.00	0.10	0.34	0.30
C	5.06	4.49	15.00	0.10	0.34	0.30
D	5.06	5.64	15.00	0.14	0.45	0.30
E	5.06	6.17	15.00	0.12	0.40	0.30
F	5.06	3.46	15.00	0.12	0.40	0.30
G	5.06	5.66	15.00	0.20	0.65	0.30
H	5.06	11.43	16.00	0.20	0.69	0.30
I	5.06	5.49	15.00	0.11	0.36	0.30
J	5.06	5.13	15.00	0.10	0.34	0.30
K	5.06	4.12	15.00	0.10	0.34	0.30
L	5.06	4.49	15.00	0.10	0.34	0.30
M	5.06	5.11	15.00	0.10	0.34	0.30
N	5.06	3.99	15.00	0.14	0.45	0.30
O	5.06	5.51	15.00	0.11	0.36	0.30
P	5.06	7.21	15.00	0.14	0.45	0.30
Q	5.06	6.84	15.00	0.14	0.45	0.30
R	5.06	6.35	15.00	0.08	0.25	0.30
S	5.06	9.07	15.00	0.10	0.34	0.30

1	20	21	22	7	8	9
Número de Muro	W relleno (t/m)	W real (t/m)	W real < Ws (t/m)	P _T (t/m)	A _z (m ²)	B' (m)
A	0.73	1.47	MAL	4.63	0.58	0.58
B	0.73	1.47	MAL	4.80	0.60	0.60
C	0.73	1.47	MAL	6.53	0.82	0.82
D	1.04	1.93	MAL	7.67	0.96	0.96
E	0.88	1.70	BIEN	8.45	1.06	1.06
F	0.88	1.70	MAL	5.22	0.65	0.65
G	1.61	2.76	MAL	7.88	0.98	0.98
H	1.59	2.78	BIEN	14.04	1.75	1.75
I	0.78	1.55	BIEN	7.74	0.97	0.97
J	0.73	1.47	BIEN	7.37	0.92	0.92
K	0.73	1.47	MAL	6.06	0.76	0.76
L	0.73	1.47	MAL	6.52	0.82	0.82
M	0.73	1.47	BIEN	7.34	0.92	0.92
N	1.04	1.93	MAL	5.85	0.73	0.73
O	0.78	1.55	BIEN	7.78	0.97	0.97
P	1.04	1.93	BIEN	9.54	1.19	1.19
Q	1.04	1.93	BIEN	9.09	1.14	1.14
R	0.47	1.10	BIEN	5.25	0.66	0.66
S	0.73	1.47	MAL	6.59	0.82	0.82

1	10	11	12	13	15	16
Número de Muro	B (m)	q < q _r (t/m ²)	q _{nu} (kg/cm ²)	l (m)	d por cortante (cm)	H (cm)
A	0.95	4.88	0.465	0.35	2.95	15.00
B	0.95	5.05	0.490	0.35	3.09	15.00
C	0.95	6.87	0.745	0.35	4.49	15.00
D	1.25	6.14	0.643	0.50	5.64	15.00
E	1.10	7.68	0.859	0.43	6.17	15.00
F	1.10	4.74	0.448	0.43	3.46	15.00
G	1.80	4.38	0.398	0.78	5.66	15.00
H	1.80	7.80	0.876	0.78	11.43	16.00
I	1.00	7.74	0.867	0.38	5.49	15.00
J	0.95	7.76	0.869	0.35	5.13	15.00
K	0.95	6.38	0.675	0.35	4.12	15.00
L	0.95	6.87	0.744	0.35	4.49	15.00
M	0.95	7.73	0.865	0.35	5.11	15.00
N	1.25	4.68	0.439	0.50	3.99	15.00
O	1.00	7.78	0.872	0.38	5.51	15.00
P	1.25	7.64	0.853	0.50	7.21	15.00
Q	1.25	7.27	0.802	0.50	6.84	15.00
R	0.70	7.50	0.831	0.45	6.35	15.00
S	0.95	6.93	0.754	0.70	9.07	15.00

1	23	24	25	26	27	28
Número de Muro	M_u (t - m)	ρ'	ρ_{min}	ρ_{max}	ρ	A_s (cm ²)
A	0.40	0.00106	0.00236	0.0121	0.00236	2.36
B	0.42	0.00112	0.00236	0.0121	0.00236	2.36
C	0.63	0.00172	0.00236	0.0121	0.00236	2.36
D	1.02	0.00282	0.00236	0.0121	0.00282	2.82
E	1.02	0.00282	0.00236	0.0121	0.00282	2.82
F	0.53	0.00144	0.00236	0.0121	0.00236	2.36
G	1.40	0.00393	0.00236	0.0121	0.00393	3.93
H	3.07	0.00761	0.00236	0.0121	0.00761	8.37
I	0.83	0.00228	0.00236	0.0121	0.00236	2.36
J	0.74	0.00202	0.00236	0.0121	0.00236	2.36
K	0.57	0.00156	0.00236	0.0121	0.00236	2.36
L	0.63	0.00172	0.00236	0.0121	0.00236	2.36
M	0.74	0.00201	0.00236	0.0121	0.00236	2.36
N	0.69	0.00189	0.00236	0.0121	0.00236	2.36
O	0.83	0.00229	0.00236	0.0121	0.00236	2.36
P	1.35	0.00379	0.00236	0.0121	0.00379	3.79
Q	1.27	0.00355	0.00236	0.0121	0.00355	3.55
R	1.09	0.00303	0.00236	0.0121	0.00303	3.03
S	2.19	0.00643	0.00236	0.0121	0.00643	6.43

1	29	30	31	29	32
Número de Muro	a_o (cm ²)	S trans. (cm)	A_{st} (cm ²)	a_o (cm ²)	S long. (cm)
A	0.71	30.00	2.14	0.71	33.00
B	0.71	30.00	2.14	0.71	33.00
C	0.71	30.00	2.14	0.71	33.00
D	0.71	25.00	2.14	0.71	33.00
E	0.71	25.00	2.14	0.71	33.00
F	0.71	30.00	2.14	0.71	33.00
G	0.71	18.00	2.14	0.71	33.00
H	1.27	15.00	2.34	0.71	30.00
I	0.71	30.00	2.14	0.71	33.00
J	0.71	30.00	2.14	0.71	33.00
K	0.71	30.00	2.14	0.71	33.00
L	0.71	30.00	2.14	0.71	33.00
M	0.71	30.00	2.14	0.71	33.00
N	0.71	30.00	2.14	0.71	33.00
O	0.71	30.00	2.14	0.71	33.00
P	0.71	19.00	2.14	0.71	33.00
Q	0.71	20.00	2.14	0.71	33.00
R	0.71	23.00	2.14	0.71	33.00
S	1.27	20.00	2.14	0.71	33.00

8.2.- Zapatas corridas bajo muro, dirección “Y”

1	2	3	4	5	6	7
Número de Muro	L (m)	W (kg)	P (t/m)	B'' (m)	W _s (t/m)	P _T (t/m)
1	11.1853	56,491.72	5.05	0.76	1.40	6.45
2	3.5547	29,788.56	8.38	1.26	2.33	10.71
3	0.4658	3,574.36	7.67	1.15	2.13	9.80
4	0.6546	3,321.33	5.07	0.76	1.41	6.48
5	0.6387	2,465.62	3.86	0.58	1.07	4.93
6	0.6000	2,507.03	4.18	0.63	1.16	5.34
7	1.5583	12,065.41	7.74	1.16	2.15	9.89
8	1.7800	12,258.81	6.89	1.03	1.91	8.80
9	4.9500	40,546.22	8.19	1.23	2.27	10.46
10	3.1030	23,558.88	7.59	1.14	2.11	9.70
11	2.1525	15,984.95	7.43	1.11	2.06	9.49
12	0.7326	5,434.30	7.42	1.11	2.06	9.48
13	1.5760	6,172.41	3.92	0.59	1.09	5.00
14	1.9000	9,267.15	4.88	0.73	1.35	6.23
15	2.9000	7,819.60	2.70	0.40	0.75	3.44
16	1.5588	4,523.78	2.90	0.44	0.81	3.71
17	1.9129	18,223.21	9.53	1.43	2.64	12.17
18	13.0189	57,193.96	4.39	0.66	1.22	5.61

1	8	9	10	11	12	13
Número de Muro	A _z (m ²)	B' (m)	B (m)	q < q _r (t/m ²)	q _{nu} (kg/cm ²)	l (m)
1	0.81	0.81	0.95	6.79	0.744	0.70
2	1.34	1.34	1.35	7.93	0.869	0.55
3	1.23	1.23	1.25	7.84	0.859	0.50
4	0.81	0.81	1.25	5.19	0.568	0.50
5	0.62	0.62	1.25	3.95	0.432	0.50
6	0.67	0.67	1.25	4.27	0.468	0.50
7	1.24	1.24	1.25	7.91	0.867	0.50
8	1.10	1.10	1.25	7.04	0.771	0.50
9	1.31	1.31	1.35	7.75	0.849	0.55
10	1.21	1.21	1.25	7.76	0.850	0.50
11	1.19	1.19	1.25	7.59	0.832	0.50
12	1.18	1.18	1.25	7.58	0.831	0.50
13	0.63	0.63	0.70	7.15	0.783	0.23
14	0.78	0.78	0.95	6.56	0.719	0.35
15	0.43	0.43	0.50	6.89	0.755	0.13
16	0.46	0.46	0.50	7.41	0.813	0.13
17	1.52	1.52	1.55	7.85	0.860	0.65
18	0.70	0.70	0.70	8.02	0.879	0.45

1	14	15	16	17	18	19
Número de Muro	V_{cR} (kg/cm ²)	d por cortante (cm)	H (cm)	W plantilla (t/m)	W losa (t/m)	W muro (t/m)
1	5.06	8.98	15.00	0.10	0.34	0.30
2	5.06	8.06	15.00	0.15	0.49	0.30
3	5.06	7.26	15.00	0.14	0.45	0.30
4	5.06	5.05	15.00	0.14	0.45	0.30
5	5.06	3.94	15.00	0.14	0.45	0.30
6	5.06	4.23	15.00	0.14	0.45	0.30
7	5.06	7.32	15.00	0.14	0.45	0.30
8	5.06	6.61	15.00	0.14	0.45	0.30
9	5.06	7.91	15.00	0.15	0.49	0.30
10	5.06	7.19	15.00	0.14	0.45	0.30
11	5.06	7.06	15.00	0.14	0.45	0.30
12	5.06	7.05	15.00	0.14	0.45	0.30
13	5.06	3.02	15.00	0.08	0.25	0.30
14	5.06	4.35	15.00	0.10	0.34	0.30
15	5.06	1.62	15.00	0.06	0.18	0.30
16	5.06	1.73	15.00	0.06	0.18	0.30
17	5.06	9.45	15.00	0.17	0.56	0.30
18	5.06	6.66	15.00	0.08	0.25	0.30

1	20	21	22	7	8	9
Número de Muro	W relleno (t/m)	W real (t/m)	W real < Ws (t/m)	P_T (t/m)	A_z (m ²)	B' (m)
1	0.73	1.47	MAL	6.53	0.82	0.82
2	1.14	2.08	BIEN	10.46	1.31	1.31
3	1.04	1.93	BIEN	9.60	1.20	1.20
4	1.04	1.93	MAL	7.00	0.88	0.88
5	1.04	1.93	MAL	5.79	0.72	0.72
6	1.04	1.93	MAL	6.11	0.76	0.76
7	1.04	1.93	BIEN	9.67	1.21	1.21
8	1.04	1.93	MAL	8.81	1.10	1.10
9	1.14	2.08	BIEN	10.27	1.28	1.28
10	1.04	1.93	BIEN	9.52	1.19	1.19
11	1.04	1.93	BIEN	9.35	1.17	1.17
12	1.04	1.93	BIEN	9.35	1.17	1.17
13	0.47	1.10	MAL	5.01	0.63	0.63
14	0.73	1.47	MAL	6.35	0.79	0.79
15	0.26	0.80	MAL	3.49	0.44	0.44
16	0.26	0.80	BIEN	3.70	0.46	0.46
17	1.35	2.38	BIEN	11.91	1.49	1.49
18	0.47	1.10	BIEN	5.49	0.69	0.69

1	10	11	12	13	15	16
Número de Muro	B (m)	$q < q_r$ (t/m ²)	q_{nu} (kg/cm ²)	l (m)	d por cortante (cm)	H (cm)
1	0.95	6.87	0.744	0.70	8.98	15.00
2	1.35	7.75	0.869	0.55	8.06	15.00
3	1.25	7.68	0.859	0.50	7.26	15.00
4	1.25	5.60	0.568	0.50	5.05	15.00
5	1.25	4.63	0.432	0.50	3.94	15.00
6	1.25	4.88	0.468	0.50	4.23	15.00
7	1.25	7.74	0.867	0.50	7.32	15.00
8	1.25	7.05	0.771	0.50	6.61	15.00
9	1.35	7.61	0.849	0.55	7.91	15.00
10	1.25	7.62	0.850	0.50	7.19	15.00
11	1.25	7.48	0.832	0.50	7.06	15.00
12	1.25	7.48	0.831	0.50	7.05	15.00
13	0.70	7.16	0.783	0.23	3.02	15.00
14	0.95	6.69	0.719	0.35	4.35	15.00
15	0.50	6.98	0.755	0.13	1.62	15.00
16	0.50	7.39	0.813	0.13	1.73	15.00
17	1.55	7.68	0.860	0.65	9.45	15.00
18	0.70	7.84	0.879	0.45	6.66	15.00

1	23	24	25	26	27	28
Número de Muro	M_u (t - m)	ρ'	ρ_{min}	ρ_{max}	ρ	A_s (cm ²)
1	2.16	0.00635	0.00236	0.0121	0.00635	6.35
2	1.63	0.00465	0.00236	0.0121	0.00465	4.65
3	1.36	0.00382	0.00236	0.0121	0.00382	3.82
4	0.90	0.00247	0.00236	0.0121	0.00247	2.47
5	0.68	0.00186	0.00236	0.0121	0.00236	2.36
6	0.74	0.00202	0.00236	0.0121	0.00236	2.36
7	1.37	0.00386	0.00236	0.0121	0.00386	3.86
8	1.22	0.00341	0.00236	0.0121	0.00341	3.41
9	1.59	0.00453	0.00236	0.0121	0.00453	4.53
10	1.35	0.00378	0.00236	0.0121	0.00378	3.78
11	1.32	0.00369	0.00236	0.0121	0.00369	3.69
12	1.31	0.00369	0.00236	0.0121	0.00369	3.69
13	0.32	0.00087	0.00236	0.0121	0.00236	2.36
14	0.61	0.00166	0.00236	0.0121	0.00236	2.36
15	0.13	0.00035	0.00236	0.0121	0.00236	2.36
16	0.14	0.00038	0.00236	0.0121	0.00236	2.36
17	2.18	0.00641	0.00236	0.0121	0.00641	6.41
18	1.15	0.00321	0.00236	0.0121	0.00321	3.21

1	29	30	31	29	32
Número de Muro	a _o (cm ²)	S trans. (cm)	A _{st} (cm ²)	a _o (cm ²)	S long. (cm)
1	1.27	20.00	2.14	0.71	33.00
2	0.71	15.00	2.14	0.71	33.00
3	0.71	19.00	2.14	0.71	33.00
4	0.71	29.00	2.14	0.71	33.00
5	0.71	30.00	2.14	0.71	33.00
6	0.71	30.00	2.14	0.71	33.00
7	0.71	18.00	2.14	0.71	33.00
8	0.71	21.00	2.14	0.71	33.00
9	0.71	16.00	2.14	0.71	33.00
10	0.71	19.00	2.14	0.71	33.00
11	0.71	19.00	2.14	0.71	33.00
12	0.71	19.00	2.14	0.71	33.00
13	0.71	30.00	2.14	0.71	33.00
14	0.71	30.00	2.14	0.71	33.00
15	0.71	30.00	2.14	0.71	33.00
16	0.71	30.00	2.14	0.71	33.00
17	1.27	20.00	2.14	0.71	33.00
18	0.71	22.00	2.14	0.71	33.00

En resumen, los tipos de zapatas a utilizar serían los siguientes:

ZAPATA TIPO	BASE "B" (m)	MURO EN QUE APLICA
Z – 1	0.95	A,B,C,J,K,L,M,14
Z – 2	1.25	D,N,P,Q,3,4,5,6,7,8,10,11,12
Z – 3	1.10	E,F
Z – 4	1.80	G,H
Z – 5	1.00	I,O
Z – 6*	0.70	R,18
Z – 7*	0.95	S,1
Z – 8	1.35	2,9
Z – 9	0.70	13
Z – 10	0.50	15,16
Z – 11	1.55	17

* Zapata de lindero

Como se observa en la lista de zapatas anterior, varias de ellas tienen un ancho superior a 1.00m, por lo que al tratar de dibujarlas en plano, posiblemente llegarían a traslaparse, además no se ha tenido en cuenta que varias de estas zapatas bajo muro son consecutivas, es decir, que hay una atrás de otra, como lo es el caso de los muros G y H, (ver fig. 6.1) por lo que para economizar lo más posible la cimentación se hará lo siguiente: Para muros consecutivos como el G y H, se sumarán las cargas de cada uno de ellos, dando una carga total ($P_G + P_H = P_T$, $6,094.79 + 48,409.42 = 54,459.21\text{kg}$), dicha carga se dividirá la longitud que resulta de considerar el inicio del muro G hasta el final del muro H, dando continuidad a la cimentación por medio de una dala de desplante (DA – 1), de esta manera

aumentamos la longitud de desplante de la zapata y en consecuencia bajamos el esfuerzo de contacto y a su vez el ancho necesario “B”, evitando el traslape de las zapatas.

Este procedimiento se realiza en los siguientes casos:

- o Muros 15, 16 y 17
- o Muros N y P
- o Muros G y H
- o Muros K y L
- o Muros E y F
- o Muros A, B y C
- o Muros 7, 8 y D
- o Muros 2, 3, 4, 5 y 6
- o Muros 13 y 14
- o Muros 9 y 11

1	2	3	4	5	6	7
Número de Muro	L (m)	W (kg)	P (t/m)	B'' (m)	W _s (t/m)	P _T (t/m)
15+16+17	5.5820	30,566.59	5.48	0.82	1.52	7.00
N+P	3.2182	16,501.98	5.13	0.77	1.42	6.55
G+H	5.5200	54,504.22	9.87	1.48	2.74	12.61
K+L	2.0613	9,958.66	4.83	0.72	1.34	6.17
E+F	5.2738	32,298.12	6.12	0.92	1.70	7.82
A+B+C	5.4650	20,069.41	3.67	0.55	1.02	4.69
7+8+D	6.9981	49,026.87	7.01	1.05	1.94	8.95
2+3+4+5+6	6.7382	41,656.91	6.18	0.93	1.72	7.90
13+14	3.4811	15,439.56	4.44	0.67	1.23	5.67
9+11	8.0432	56,531.17	7.03	1.05	1.95	8.98

1	8	9	10	11	12	13
Número de Muro	A _z (m ²)	B' (m)	B (m)	q < q _r (t/m ²)	q _{nu} (kg/cm ²)	l (m)
15+16+17	0.87	0.87	0.90	7.77	0.852	0.65
N+P	0.82	0.82	0.90	7.28	0.798	0.33
G+H	1.58	1.58	1.60	7.88	0.864	0.68
K+L	0.77	0.77	0.80	7.71	0.845	0.28
E+F	0.98	0.98	1.00	7.82	0.857	0.38
A+B+C	0.59	0.59	0.60	7.82	0.857	0.18
7+8+D	1.12	1.12	1.15	7.78	0.853	0.45
2+3+4+5+6	0.99	0.99	1.00	7.90	0.866	0.38
13+14	0.71	0.71	0.80	7.08	0.776	0.28
9+11	1.12	1.12	1.15	7.81	0.856	0.45

1	14	15	16	17	18	19
Número de Muro	V_{cR} (kg/cm ²)	d por cortante (cm)	H (cm)	W plantilla (t/m)	W losa (t/m)	W muro (t/m)
15+16+17	5.06	9.37	15.00	0.10	0.32	0.30
N+P	5.06	4.43	15.00	0.10	0.32	0.30
G+H	5.06	9.85	15.00	0.18	0.58	0.30
K+L	5.06	3.94	15.00	0.09	0.29	0.30
E+F	5.06	5.43	15.00	0.11	0.36	0.30
A+B+C	5.06	2.53	15.00	0.07	0.22	0.30
7+8+D	5.06	6.49	15.00	0.13	0.41	0.30
2+3+4+5+6	5.06	5.48	15.00	0.11	0.36	0.30
13+14	5.06	3.66	15.00	0.09	0.29	0.30
9+11	5.06	6.51	15.00	0.13	0.41	0.30

1	20	21	22	7	8	9
Número de Muro	W relleno (t/m)	W real (t/m)	W real < Ws (t/m)	P_T (t/m)	A_z (m ²)	B' (m)
15+16+17	0.68	1.40	BIEN	6.87	0.86	0.86
N+P	0.68	1.40	BIEN	6.53	0.82	0.82
G+H	1.40	2.46	BIEN	12.33	1.54	1.54
K+L	0.57	1.25	BIEN	6.08	0.76	0.76
E+F	0.78	1.55	BIEN	7.67	0.96	0.96
A+B+C	0.36	0.95	BIEN	4.62	0.58	0.58
7+8+D	0.94	1.78	BIEN	8.78	1.10	1.10
2+3+4+5+6	0.78	1.55	BIEN	7.73	0.97	0.97
13+14	0.57	1.25	MAL	5.68	0.71	0.71
9+11	0.94	1.78	BIEN	8.80	1.10	1.10

1	10	11	12	13	15	16
Número de Muro	B (m)	$q < q_r$ (t/m ²)	q_{nu} (kg/cm ²)	l (m)	d por cortante (cm)	H (cm)
15+16+17	0.90	7.64	0.852	0.33	4.68	15.00
N+P	0.90	7.25	0.798	0.33	4.43	15.00
G+H	1.60	7.71	0.864	0.68	9.85	15.00
K+L	0.80	7.60	0.845	0.28	3.94	15.00
E+F	1.00	7.67	0.857	0.38	5.43	15.00
A+B+C	0.60	7.70	0.857	0.18	2.53	15.00
7+8+D	1.15	7.64	0.853	0.45	6.49	15.00
2+3+4+5+6	1.00	7.73	0.866	0.38	5.48	15.00
13+14	0.80	7.10	0.776	0.28	3.66	15.00
9+11	1.15	7.66	0.856	0.45	6.51	15.00

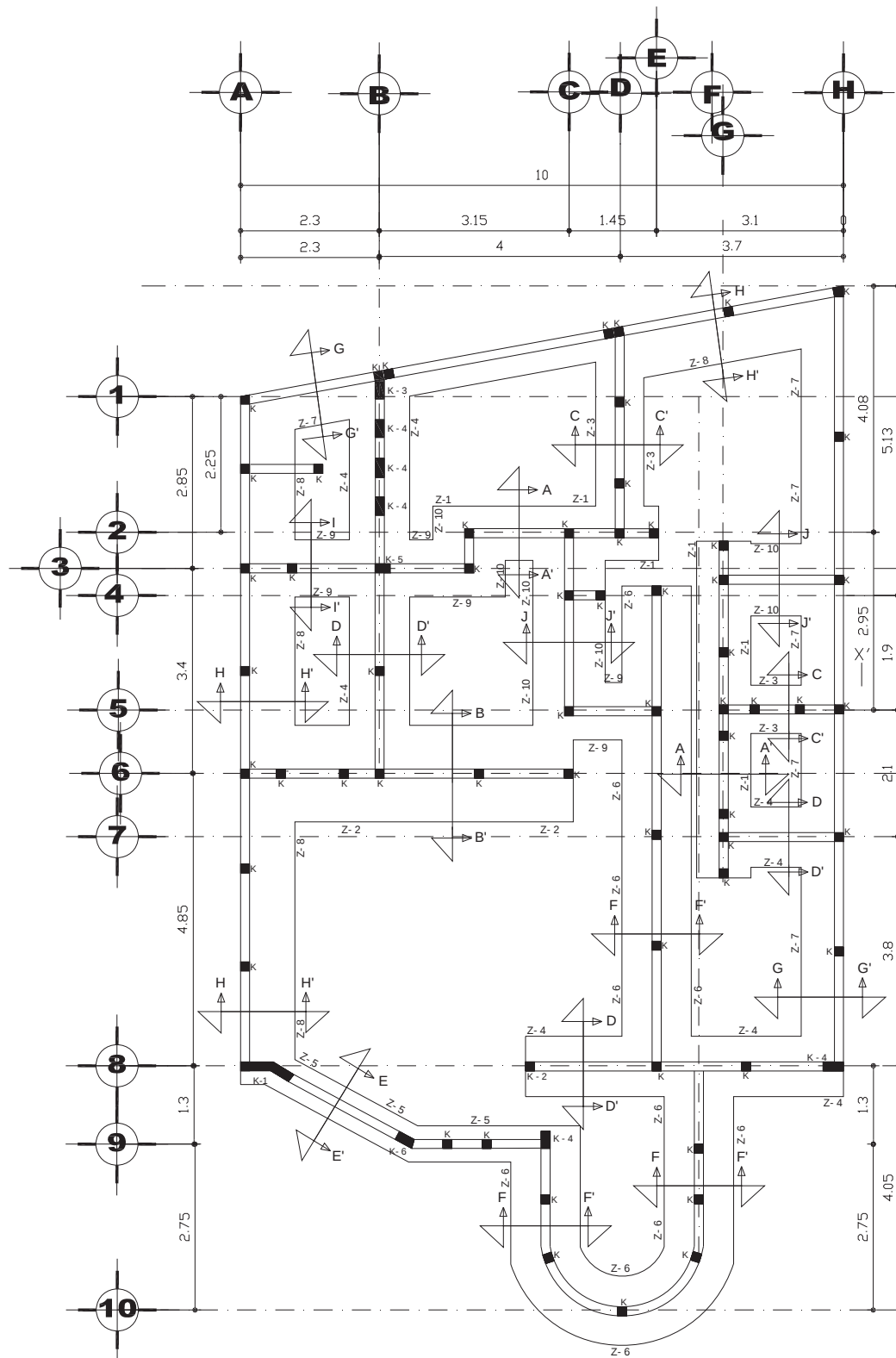
1	23	24	25	26	27	28
Número de Muro	M_u (t - m)	ρ'	ρ_{min}	ρ_{max}	ρ	A_s (cm ²)
15+16+17	0.64	0.00174	0.00236	0.0121	0.00236	2.36
N+P	0.60	0.00163	0.00236	0.0121	0.00236	2.36
G+H	2.35	0.00696	0.00236	0.0121	0.00696	6.96
K+L	0.48	0.00130	0.00236	0.0121	0.00236	2.36
E+F	0.82	0.00225	0.00236	0.0121	0.00236	2.36
A+B+C	0.24	0.00065	0.00236	0.0121	0.00236	2.36
7+8+D	1.12	0.00311	0.00236	0.0121	0.00311	3.11
2+3+4+5+6	0.83	0.00227	0.00236	0.0121	0.00236	2.36
13+14	0.44	0.00119	0.00236	0.0121	0.00236	2.36
9+11	1.12	0.00312	0.00236	0.0121	0.00312	3.12

1	29	30	31	29	32
Número de Muro	a_o (cm ²)	S trans. (cm)	A_{st} (cm ²)	a_o (cm ²)	S long. (cm)
15+16+17	0.71	30.00	2.14	0.71	33.00
N+P	0.71	30.00	2.14	0.71	33.00
G+H	1.27	18.00	2.14	0.71	33.00
K+L	0.71	30.00	2.14	0.71	33.00
E+F	0.71	30.00	2.14	0.71	33.00
A+B+C	0.71	30.00	2.14	0.71	33.00
7+8+D	0.71	23.00	2.14	0.71	33.00
2+3+4+5+6	0.71	30.00	2.14	0.71	33.00
13+14	0.71	30.00	2.14	0.71	33.00
9+11	0.71	23.00	2.14	0.71	33.00

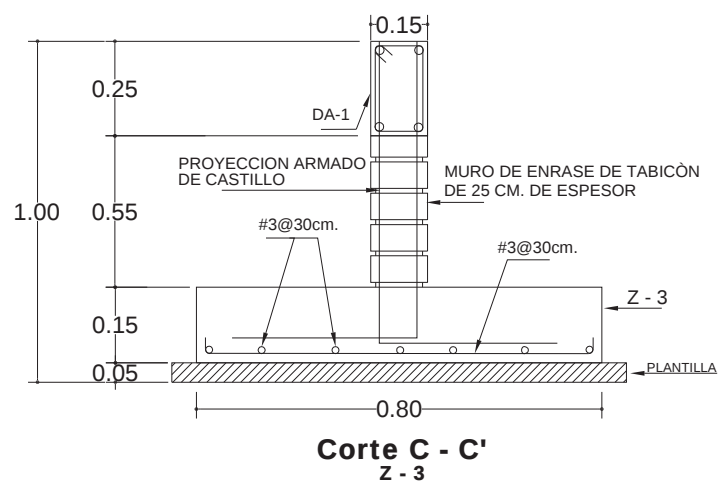
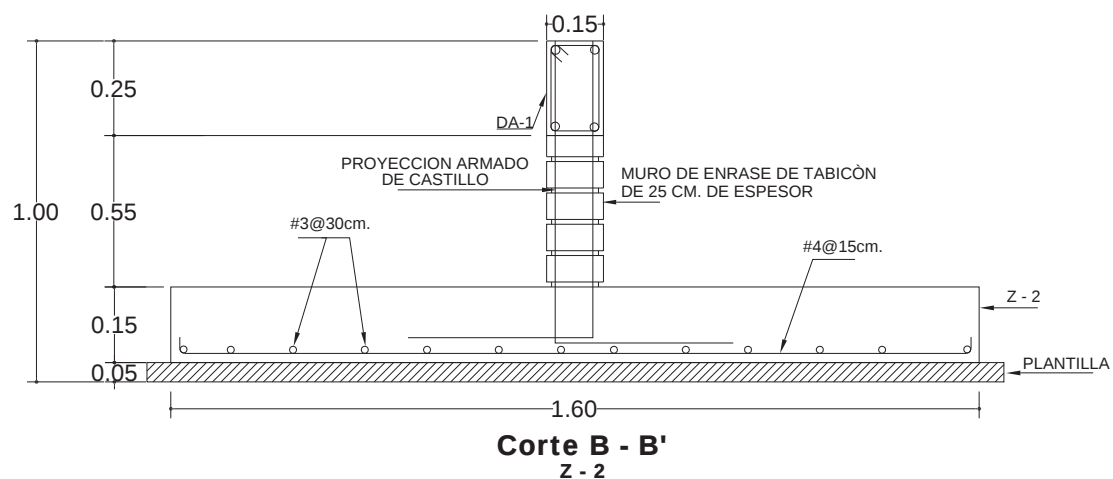
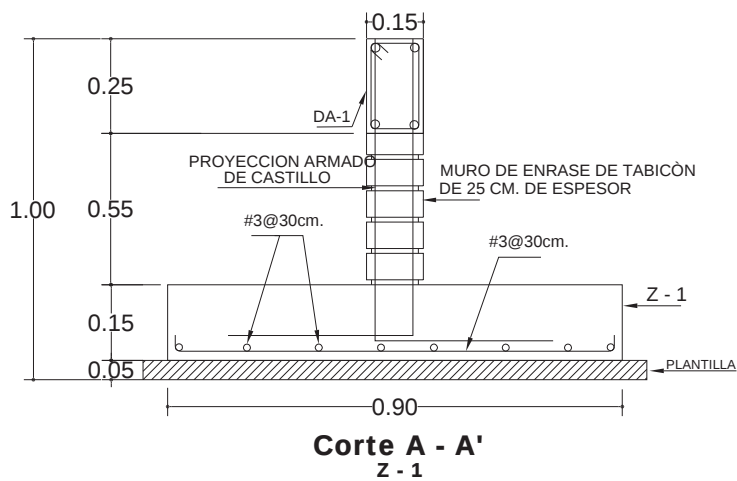
Tabla de zapatas definitivas

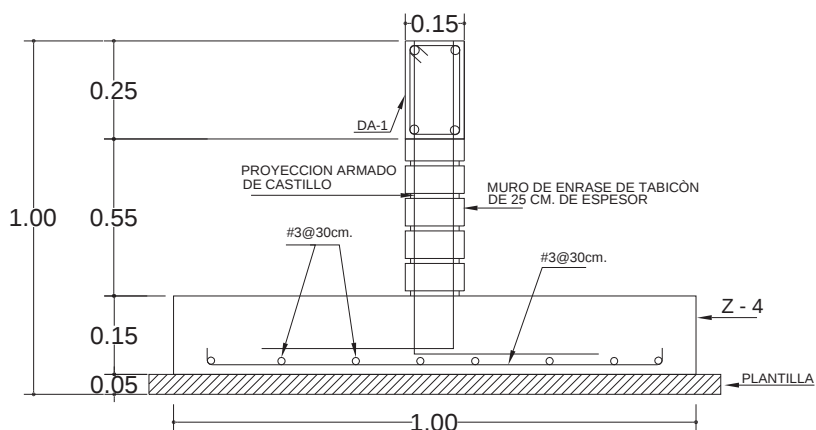
ZAPATA TIPO	BASE "B" (m)	MURO EN QUE APLICA	ESPESOR "H" (m)	ARMADO
Z - 1	0.90	15,16,17,N,P	15.0	#3@30
Z - 2	1.60	G,H	15.0	#4@15
Z - 3	0.80	K,L,13,14	15.0	#3@30
Z - 4	1.00	E,F,2,3,4,5,6,I,O	15.0	#3@30
Z - 5	0.60	A,B,C	15.0	#3@30
Z - 6	1.15	7,8,D,9,11	15.0	#3@20
Z - 7*	0.70	R,18	15.0	#3@20
Z - 8*	0.90	S,1	15.0	#4@20
Z - 9	0.95	J,M	15.0	#3@30
Z - 10	1.20	Q,10,12	15.0	#3@20

*Zapata de lindero

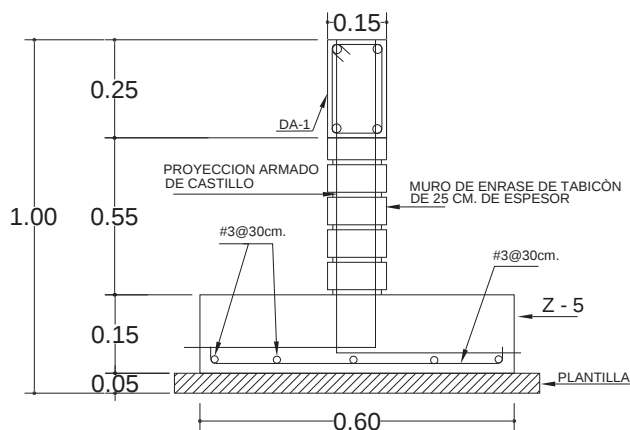


8.4.- Croquis de armados en zapatas

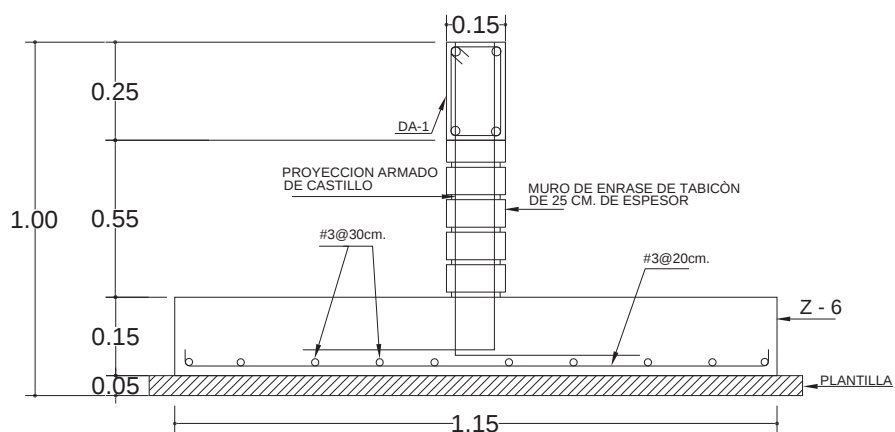




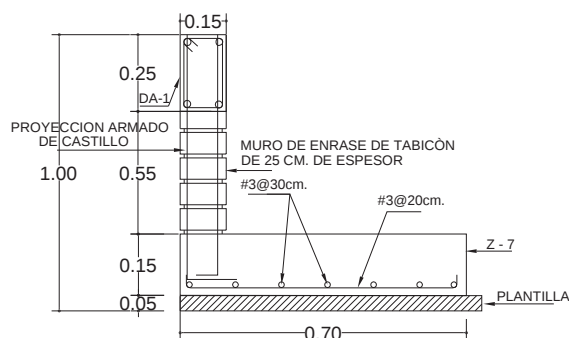
Corte D - D'
Z - 4



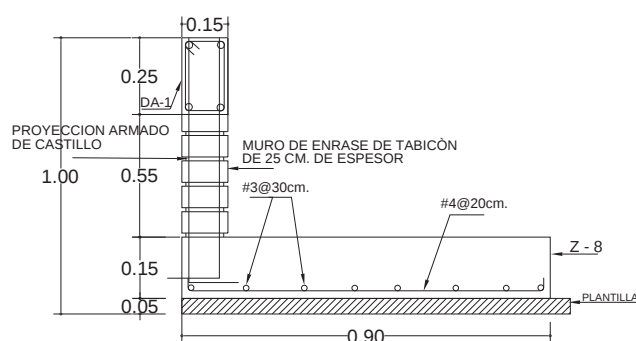
Corte E - E'
Z - 5



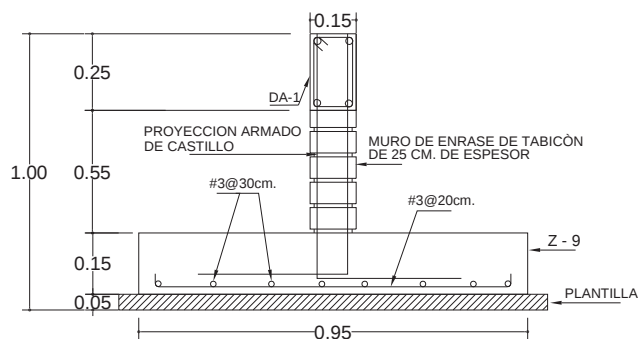
Corte F - F'
Z - 6



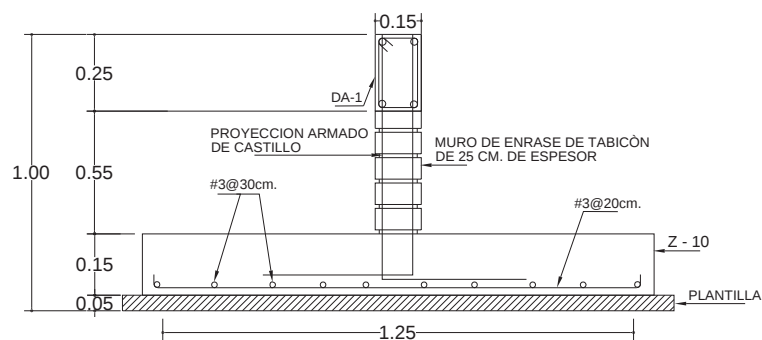
Corte G - G'
Z - 7



Corte H - H'
Z - 8



Corte I - I'
Z - 9



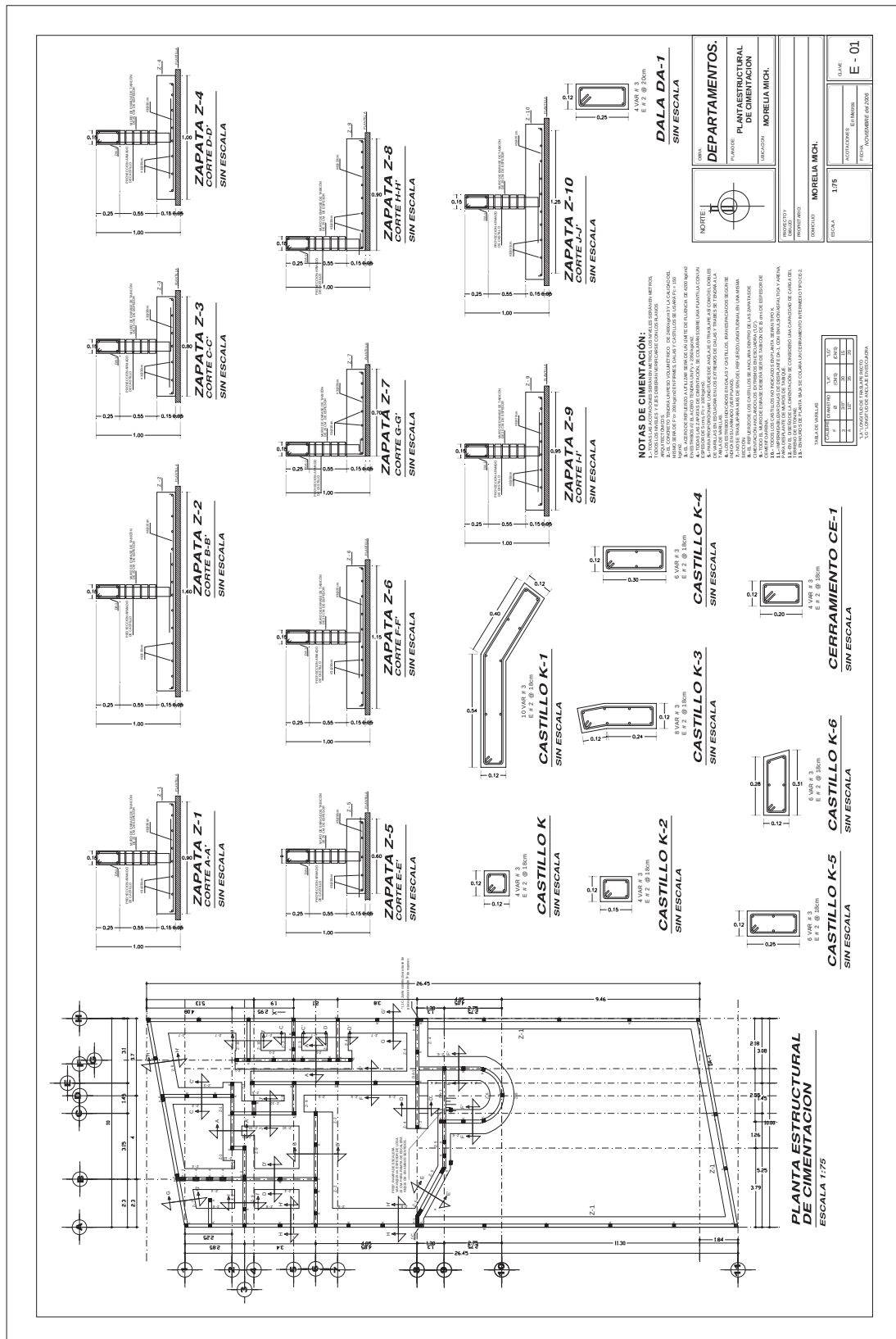
Corte J - J'
Z - 10

CAPITULO IX

PLANOS ESTRUCTURALES Y

DETALLES

9.2.- Plano estructural de cimentación E – 01





CONCLUSIONES

Como se menciona en la introducción, los edificios departamentales o de uso habitacional pueden ser una solución u opción a la búsqueda de vivienda para las nuevas familias morelianas.

El análisis del edificio Ocolusen, en lo que respecta a cargas gravitacionales, no tuvo mayores inconvenientes, sin embargo si se hubiera usado mampostería de fabricación tradicional, la resistencia a esfuerzos verticales no habría sido satisfactoria, ya que debido a la altura del edificio, los esfuerzos en muros de planta baja rondan los 45.0kg/m^2 , y la resistencia del tabique tradicional es aproximadamente 15.0kg/m^2 , por lo que se optó por resolver la estructura con muros de mampostería de fabricación industrializada, ya que su resistencia supera los 60.0kg/m^2 .

Para la solución del sistema de piso, se optó por usar un sistema tradicional de losas de concreto armadas en obra, sin embargo debido al tablero T – 2, que se encuentra en el eje 8 entre los ejes A y B', que fue el más desfavorable, el peralte mínimo que resultó fue de 17.50cm, considerando una losa no monolítica con sus apoyos, debido a que la unión muro de mampostería con losa de concreto, no se puede lograr debido a las diferencias entre las características de los materiales, y con un concreto clase II, por lo que al agregarle un recubrimiento al peralte, la losa resulta con un espesor de 20.0cm, en consecuencia por cuestiones de funcionalidad y ligereza se resuelve con una losa nervada en ambos sentidos, esta solución se toma para todos los tableros, ya que se uniformiza el procedimiento constructivo, facilitando y agilizando los trabajos en obra.

Un punto a destacar en el análisis de losas fue el equilibrio de momentos en bordes adyacentes, en general tanto en losas de azotea como de entrepiso los momentos adyacentes difieren en más del 50% por lo que según lo estipulado en las NTC del RCDF no son aptas para aplicar el método que proponen para equilibrar momentos, sin embargo se idealizó una viga continua a lo largo de los tableros adyacentes y se analizó en un programa por computadora, por lo que resultan equilibrados los momentos en el nudo, y los armados que resultan son iguales que si solo se hubiera considerado el momento mayor de los tableros adyacentes, por lo que por practicidad no se equilibraron los tableros en que difieren sus momentos adyacentes son más del 50%, solo se pasó el armado del momento mayor; para los tableros que si fueron aptos para ser equilibrados según lo estipulado en las NTC del RCDF, se realizó el equilibrio y se armó según el momento equilibrado resultante.

Como se menciona anteriormente los muros de carga no tuvieron problema ante carga vertical, sin embargo ante carga horizontal no fue así. Michoacán se encuentra dentro de tres zonas sísmicas, B, C y D, en el caso de Morelia se encuentra dentro de la zona B, como se demostró en el capítulo VI, sin embargo el RCEM considera que se encuentra en zona C, lo cual trae como consecuencia el aumento del costo de la obra, sin ser necesario, si se hubiera considerado zona C, posiblemente muchos de los muros de mampostería de la P.B., tuvieron que haber sido reforzados o inclusive algunos tendrían que haber sido de concreto, en cambio al ubicar a Morelia en zona B, solamente seis muros tuvieron que ser reforzados con varillas horizontales, ahí la importancia de localizar correctamente la zona sísmica del lugar donde se haya la construcción, y eso es posible utilizando el mapa de zonificación sísmica del Manual de Obras Civiles de la CFE, que contiene latitudes y longitudes geográficas de México, pudiendo localizar con precisión el lugar de análisis sísmico y ahorrando significativos costos.

En lo que respecta a la cimentación, no se contó con un estudio de mecánica de suelos, por lo que se tuvo que suponer la resistencia del terreno, y mediante la excavación de calas poder conocer la estratigrafía del terreno la cual en su mayor parte estuvo compuesta por escombros, arcillas y limos; de esta manera se supuso la profundidad de desplante “ D_f ”, la cual resultó de 1.70m. Con el propósito de aligerar el peso de la cimentación se propuso un mejoramiento del terreno a base de filtro, material cementante y tepetate hasta alcanzar 70.0cm de mejoramiento, de esa manera la profanidad de desplante se reduce a 1.00m. La resistencia del terreno se supuso de 8.0 t/m^2 a falta del estudio de mecánica de suelos, el análisis de cargas transmitidas a la cimentación resultó en la utilización de zapatas corridas bajo muro, sin embargo las dimensiones y los armados de estos elementos no son 100% ciertos ya que la resistencia y la profanidad de desplante fueron supuestos, lo que lleva a destacar la importancia de un estudio de mecánica de suelos, y más aún en una construcción de cierta magnitud y con un terreno de desplante de resistencia incierta, la suposición de los valores mecánicos del terreno solo conlleva a un riesgo que puede ser evitado, ya que puede haber asentamientos diferenciales, así como el no conocer el período natural del suelo puede llevar por accidente a construir un edificio que concuerde con el período del suelo y llegue a caer en resonancia y en consecuencia en su colapso, aunque en el caso de edificios de mampostería es tan grande la rigidez de sus elementos que el periodo de vibración es menor a 1.0 segundo, y sería algo difícil que concorden los periodos, no así en el caso de edificios altos resueltos a base de columnas y trabes.

El análisis y diseño de estructuras son de gran importancia en los proyectos de cierta magnitud, ya que de un buen diseño estructural radica que los costos sean viables y económicos, así como de una buena funcionalidad y desempeño durante su vida útil, sin embargo nunca dejarán de ser hipótesis, teorías y suposiciones en muchas ocasiones, ya que la única manera de conocer el verdadero comportamiento de los elementos estructurales que se diseñaron es llevándolos a la construcción, por lo que es de suma importancia dar visitas frecuentes a las obras, tanto en la etapa de construcción como durante la utilización diaria del inmueble, y más aún cuando hayan ocurrido fenómenos naturales, como lo son los terremotos o los huracanes, dependiendo de la ubicación de la obra, esto enriquecerá los conocimientos no solo a nivel técnico, sino como experiencias de diseño, lo cual servirá para futuros proyectos, y tendremos más elementos para poder ejecutar y diseñar mejores y más seguras construcciones.

A N E X O A

ANALISIS POR COMPUTADORA DE TABLEROS DE AZOTEA

METODO DE COEFICIENTES para Losas de concreto (NTC-04), NO COLADA MONOLITICA en sus apoyos (LOSA ALIGERADA)

TABLA DE DATOS GENERALES (TABLERO 1) AZOTEA						
Ancho Equiv. " b " (cm)	20.000	f _y (kg/cm ²)	4,200.00	Sep. Nerv. (m)	0.50	H (m) = 20.000
(a2) Lado Largo (m) c.a.c	4.950	f'c (kg/cm ²)	200.00	Perimetro=	14.970	CORTANTE
(a1) Lado Corto (m) c.a.c	1.290	b (cm)	10.000	d (cm)=	17.500	Vu (kg)= 424.881
Wservicio (kg/m2)	685.000	Condición	6	corrección	1.160	Vcr (kg) = 1,770.875
F.C. =	1.400	EXTREMO. Tres bordes discontinuos, un lado largo continuo.				

Franja Central

Tipo de MOMENTO	Tipo de CLARO	a1/a2	a1/a2	Coefic.	Mu kg·m	ρ	p _{mín}	As cm2	No. Varillas Necesarias	Varillas Número
Negativo en bordes int.	Corto	0.00	1,143.00	0.261	176.34	0.0008	0.0024	0.412	1	3
	Largo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
Negativo en bordes disc.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
Positivo	Corto	912.00	800.00	853.62	136.23	0.0006	0.0024	0.412	1	3
	Largo	200.00	520.00	366.79	58.53	0.0003	0.0024	0.412	1	3

Franja Extrema.

Tipo de MOMENTO	Tipo de CLARO	a1/a2	a1/a2	Coefic.	Mu kg·m	ρ	p _{mín}	As cm2	No. Varillas Necesarias	Varillas Número
Negativo en bordes int.	Corto	0.00	1,143.00	0.261	105.80	0.0005	0.0024	0.412	1	3
	Largo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
Negativo en bordes disc.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
Positivo	Corto	912.00	800.00	512.17	81.74	0.0004	0.0024	0.412	1	3
	Largo	200.00	520.00	220.07	35.12	0.0002	0.0024	0.412	1	3

METODO DE COEFICIENTES para Losas de concreto (NTC-04), NO COLADA MONOLITICA en sus apoyos (LOSA ALIGERADA)

TABLA DE DATOS GENERALES (TABLERO 2) AZOTEA						
Ancho Equiv. " b " (cm)	20.000	f _y (kg/cm ²)	4,200.00	Sep. Nerv. (m)	0.50	H (m) = 20.000
(a2) Lado Largo (m) c.a.c	6.780	f'c (kg/cm ²)	200.00	Perimetro=	25.710	CORTANTE
(a1) Lado Corto (m) c.a.c	4.860	b (cm)	10.000	d (cm)=	17.500	Vu (kg)= 1,471.248
Wservicio (kg/m2)	685.000	Condición	2	corrección	1.160	Vcr (kg) = 1,770.875
F.C. =	1.400	DE BORDE. Un lado corto discontinuo.				

Franja Central

Tipo de MOMENTO	Tipo de CLARO	a1/a2	a1/a2	Coefic.	Mu kg·m	ρ	p _{mín}	As cm2	No. Varillas Necesarias	Varillas Número
Negativo en bordes int.	Corto	478.00	431.00	470.10	1,064.83	0.0050	0.0024	0.872	2	3
	Largo	392.00	369.00	388.13	879.17	0.0041	0.0024	0.709	1	3
Negativo en bordes disc.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
Positivo	Corto	261.00	219.00	253.94	575.20	0.0026	0.0024	0.453	1	3
	Largo	140.00	137.00	139.50	315.97	0.0014	0.0024	0.412	1	3

Franja Extrema.

Tipo de MOMENTO	Tipo de CLARO	a1/a2	a1/a2	Coefic.	Mu kg·m	ρ	p _{mín}	As cm2	No. Varillas Necesarias	Varillas Número
Negativo en bordes int.	Corto	478.00	431.00	282.06	638.90	0.0029	0.0024	0.505	1	3
	Largo	392.00	369.00	232.88	527.50	0.0024	0.0024	0.414	1	3
Negativo en bordes disc.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
Positivo	Corto	261.00	219.00	152.36	345.12	0.0015	0.0024	0.412	1	3
	Largo	140.00	137.00	83.70	189.58	0.0008	0.0024	0.412	1	3

METODO DE COEFICIENTES para Losas de concreto (NTC-04), NO COLADA MONOLITICA en sus apoyos (LOSA ALIGERADA)

TABLA DE DATOS GENERALES (TABLERO 3) AZOTEA						
Ancho Equiv. " b " (cm)	20.000	f _y (kg/cm ²)	4,200.00	Sep. Nerv. (m)	0.50	H (m) = 20.000
(a2) Lado Largo (m) c.a.c	1.410	f'c (kg/cm ²)	200.00	Perimetro=	4.880	CORTANTE
(a1) Lado Corto (m) c.a.c	1.030	b (cm)	10.000	d (cm)=	17.500	Vu (kg)= 190.664
Wservicio (kg/m2)	685.000	Condicion	1	corrección	1.160	Vcr (kg) = 1,770.875
F.C. =	1.400	INTERIOR. Todos los bordes continuos.				

Franja Central

Tipo de MOMENTO	Tipo de CLARO	a1/a2	a1/a2	Coefic.	Mu kg·m	ρ	p _{mín}	As cm2	No. Varillas Necesarias	Varillas Número
Negativo en bordes int.	Corto	438.00	0.700	422.45	42.98	0.0002	0.0024	0.412	1	3
	Largo	388.00	0.800	379.77	38.64	0.0002	0.0024	0.412	1	3
Negativo en bordes disc.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
Positivo	Corto	236.00	0.700	224.72	22.86	0.0001	0.0024	0.412	1	3
	Largo	135.00	0.800	134.39	13.67	0.0001	0.0024	0.412	1	3

Franja Extrema.

Tipo de MOMENTO	Tipo de CLARO	a1/a2	a1/a2	Coefic.	Mu kg·m	ρ	p _{mín}	As cm2	No. Varillas Necesarias	Varillas Número
Negativo en bordes int.	Corto	438.00	0.700	253.47	25.79	0.0001	0.0024	0.412	1	3
	Largo	388.00	0.800	227.86	23.18	0.0001	0.0024	0.412	1	3
Negativo en bordes disc.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
Positivo	Corto	236.00	0.700	134.83	13.72	0.0001	0.0024	0.412	1	3
	Largo	135.00	0.800	80.63	8.20	0.0000	0.0024	0.412	1	3

METODO DE COEFICIENTES para Losas de concreto (NTC-04), NO COLADA MONOLITICA en sus apoyos (LOSA ALIGERADA)

TABLA DE DATOS GENERALES (TABLERO 4) AZOTEA						
Ancho Equiv. " b " (cm)	20.000	f _y (kg/cm ²)	4,200.00	Sep. Nerv. (m)	0.50	H (m) = 20.000
(a2) Lado Largo (m) c.a.c	3.800	f'c (kg/cm ²)	200.00	Perimetro=	17.65	CORTANTE
(a1) Lado Corto (m) c.a.c	3.070	b (cm)	10.000	d (cm)=	17.500	Vu (kg)= 819.011
Wservicio (kg/m2)	685.000	Condición	3	corrección	1.160	Vcr (kg) = 1,770.875
F.C. =	1.400	DE BORDE. Un lado largo discontinuo.				

Franja Central

Tipo de MOMENTO	Tipo de CLARO	a1/a2	a1/a2	Coefic.	Mu kg·m	ρ	p _{mín}	As cm2	No. Varillas Necesarias	Varillas Número
Negativo en bordes int.	Corto	420.00	0.800	415.58	375.62	0.0017	0.0024	0.412	1	3
	Largo	426.00	0.900	422.68	382.04	0.0017	0.0024	0.412	1	3
Negativo en bordes disc.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
Positivo	Corto	218.00	0.800	214.61	193.97	0.0008	0.0024	0.412	1	3
	Largo	146.00	0.900	145.92	131.89	0.0006	0.0024	0.412	1	3

Franja Extrema.

Tipo de MOMENTO	Tipo de CLARO	a1/a2	a1/a2	Coefic.	Mu kg·m	ρ	p _{mín}	As cm2	No. Varillas Necesarias	Varillas Número
Negativo en bordes int.	Corto	420.00	0.800	249.35	225.37	0.0010	0.0024	0.412	1	3
	Largo	426.00	0.900	253.61	229.23	0.0010	0.0024	0.412	1	3
Negativo en bordes disc.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
Positivo	Corto	218.00	0.800	128.76	116.38	0.0005	0.0024	0.412	1	3
	Largo	146.00	0.900	87.55	79.13	0.0003	0.0024	0.412	1	3

METODO DE COEFICIENTES para Losas de concreto (NTC-04), NO COLADA MONOLITICA en sus apoyos (LOSA ALIGERADA)

TABLA DE DATOS GENERALES (TABLERO 5) AZOTEA						
Ancho Equiv. " b " (cm)	20.000	f _y (kg/cm ²)	4,200.00	Sep. Nerv. (m)	0.50	H (m) = 20.000
(a2) Lado Largo (m) c.a.c	3.400	f'c (kg/cm ²)	200.00	Perimetro=	12.960	CORTANTE
(a1) Lado Corto (m) c.a.c	2.230	b (cm)	10.000	d (cm)=	17.500	Vu (kg)= 644.875
W/servicio (kg/m2)	685.000	Condición	3	corrección	1.160	Vcr (kg) = 1,770.875
F.C. =	1.400	DE BORDE. Un lado largo discontinuo.				

Franja Central										
Tipo de MOMENTO	Tipo de CLARO	a1/a2	a1/a2	Coefic.	Mu	ρ	pmín	As	No. Varillas Necesarias	Varillas Número
Negativo en bordes int.	Corto	0.600	548.00	0.700	510.56	0.0011	0.0024	0.412	1	3
	Largo		513.00	470.00	488.97	0.0010	0.0024	0.412	1	3
Negativo en bordes disc.	Corto		0.00		0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo		0.00		0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
Positivo	Corto		312.00	263.00	284.62	0.0006	0.0024	0.412	1	3
	Largo		153.00	149.00	150.76	0.0003	0.0024	0.412	1	3

Franja Extrema.										
Tipo de MOMENTO	Tipo de CLARO	a1/a2	a1/a2	Coefic.	Mu	ρ	pmín	As	No. Varillas Necesarias	Varillas Número
Negativo en bordes int.	Corto	0.600	548.00	0.700	306.34	0.0006	0.0024	0.412	1	3
	Largo		513.00	470.00	293.38	0.0006	0.0024	0.412	1	3
Negativo en bordes disc.	Corto		0.00		0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo		0.00		0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
Positivo	Corto		312.00	263.00	170.77	0.0004	0.0024	0.412	1	3
	Largo		153.00	149.00	90.46	0.0002	0.0024	0.412	1	3

METODO DE COEFICIENTES para Losas de concreto (NTC-04), NO COLADA MONOLITICA en sus apoyos (LOSA ALIGERADA)

TABLA DE DATOS GENERALES (TABLERO 6) AZOTEA						
Ancho Equiv. " b " (cm)	20.000	f _y (kg/cm ²)	4,200.00	Sep. Nerv. (m)	0.50	H (m) = 20.000
(a2) Lado Largo (m) c.a.c	4.000	f'c (kg/cm ²)	200.00	Perimetro=	15.850	CORTANTE
(a1) Lado Corto (m) c.a.c	3.140	b (cm)	10.000	d (cm)=	17.500	Vu (kg)= 857.700
Wservicio (kg/m2)	685.000	Condición	2	corrección	1.160	Vcr (kg) = 1,770.875
F.C. =	1.400	DE BORDE. Un lado corto discontinuo.				

Franja Central

Tipo de MOMENTO	Tipo de CLARO	a1/a2	a1/a2	Coefic.	Mu kg·m	ρ	pmín	As cm2	No. Varillas Necesarias	Varillas Número
Negativo en bordes int.	Corto	478.00	431.00	438.05	414.19	0.0018	0.0024	0.412	1	3
	Largo	392.00	369.00	372.45	352.16	0.0016	0.0024	0.412	1	3
Negativo en bordes disc.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
Positivo	Corto	261.00	219.00	225.30	213.03	0.0009	0.0024	0.412	1	3
	Largo	140.00	137.00	137.45	129.96	0.0006	0.0024	0.412	1	3

Franja Extrema.

Tipo de MOMENTO	Tipo de CLARO	a1/a2	a1/a2	Coefic.	Mu kg·m	ρ	pmín	As cm2	No. Varillas Necesarias	Varillas Número
Negativo en bordes int.	Corto	478.00	431.00	262.83	248.52	0.0011	0.0024	0.412	1	3
	Largo	392.00	369.00	223.47	211.30	0.0009	0.0024	0.412	1	3
Negativo en bordes disc.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
Positivo	Corto	261.00	219.00	135.18	127.82	0.0006	0.0024	0.412	1	3
	Largo	140.00	137.00	82.47	77.98	0.0003	0.0024	0.412	1	3

METODO DE COEFICIENTES para Losas de concreto (NTC-04), NO COLADA MONOLITICA en sus apoyos (LOSA ALIGERADA)

TABLA DE DATOS GENERALES (TABLERO 7) AZOTEA						
Ancho Equiv. " b " (cm)	20.000	f _y (kg/cm ²)	4,200.00	Sep. Nerv. (m)	0.50	H (m) = 20.000
(a2) Lado Largo (m) c.a.c	2.950	f'c (kg/cm ²)	200.00	Perimetro=	9.140	CORTANTE
(a1) Lado Corto (m) c.a.c	1.410	b (cm)	10.000	d (cm)=	17.500	Vu (kg)= 415.597
Wservicio (kg/m2)	685.000	Condicion	2	corrección	1.160	Vcr (kg) = 1,770.875
F.C. =	1.400	DE BORDE. Un lado corto discontinuo.				

Franja Central

Tipo de MOMENTO	Tipo de CLARO	a1/a2	a1/a2	Coefic.	Mu kg·m	ρ	p _{mín}	As cm2	No. Varillas Necesarias	Varillas Número
Negativo en bordes int.	Corto	1,018.00	0.000	0.478	116.81	0.0005	0.0024	0.412	1	3
	Largo	544.00	431.00	435.98	83.12	0.0004	0.0024	0.412	1	3
Negativo en bordes disc.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
Positivo	Corto	668.00	356.00	369.75	70.50	0.0003	0.0024	0.412	1	3
	Largo	187.00	149.00	150.67	28.73	0.0001	0.0024	0.412	1	3

Franja Extrema.

Tipo de MOMENTO	Tipo de CLARO	a1/a2	a1/a2	Coefic.	Mu kg·m	ρ	p _{mín}	As cm2	No. Varillas Necesarias	Varillas Número
Negativo en bordes int.	Corto	1,018.00	0.000	0.478	70.09	0.0003	0.0024	0.412	1	3
	Largo	544.00	431.00	261.59	49.87	0.0002	0.0024	0.412	1	3
Negativo en bordes disc.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
Positivo	Corto	668.00	356.00	221.85	42.30	0.0002	0.0024	0.412	1	3
	Largo	187.00	149.00	90.40	17.24	0.0001	0.0024	0.412	1	3

METODO DE COEFICIENTES para Losas de concreto (NTC-04), NO COLADA MONOLITICA en sus apoyos (LOSA ALIGERADA)

TABLA DE DATOS GENERALES (TABLERO 8) AZOTEA						
Ancho Equiv. " b " (cm)	20.000	f _y (kg/cm ²)	4,200.00	Sep. Nerv. (m)	0.50	H (m) = 20.000
(a2) Lado Largo (m) c.a.c	4.260	f'c (kg/cm ²)	200.00	Perimetro=	11.875	CORTANTE
(a1) Lado Corto (m) c.a.c	1.150	b (cm)	10.000	d (cm)=	17.500	Vu (kg)= 359.539
W servicio (kg/m2)	685.000	Condición	3	corrección	1.160	Vcr (kg) = 1,770.875
F.C. =	1.400	DE BORDE. Un lado largo discontinuo.				

Franja Central

Tipo de MOMENTO	Tipo de CLARO	a1/a2	a1/a2	Coefic.	Mu kg·m	ρ	pmín	As cm2	No. Varillas Necesarias	Varillas Número
Negativo en bordes int.	Corto	1,143.00	0.000	862.79	109.43	0.0005	0.0024	0.412	1	3
	Largo	687.00	0.500	610.33	77.41	0.0003	0.0024	0.412	1	3
Negativo en bordes disc.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
Positivo	Corto	912.00	0.500	617.21	78.28	0.0003	0.0024	0.412	1	3
	Largo	200.00	0.000	177.32	22.49	0.0001	0.0024	0.412	1	3

Franja Extrema.

Tipo de MOMENTO	Tipo de CLARO	a1/a2	a1/a2	Coefic.	Mu kg·m	ρ	pmín	As cm2	No. Varillas Necesarias	Varillas Número
Negativo en bordes int.	Corto	1,143.00	0.500	517.67	65.66	0.0003	0.0024	0.412	1	3
	Largo	687.00	0.000	366.20	46.44	0.0002	0.0024	0.412	1	3
Negativo en bordes disc.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
Positivo	Corto	912.00	0.500	370.33	46.97	0.0002	0.0024	0.412	1	3
	Largo	200.00	0.000	106.39	13.49	0.0001	0.0024	0.412	1	3

METODO DE COEFICIENTES para Losas de concreto (NTC-04), NO COLADA MONOLITICA en sus apoyos (LOSA ALIGERADA)

TABLA DE DATOS GENERALES (TABLERO 9) AZOTEA						
Ancho Equiv. " b " (cm)	20.000	f _y (kg/cm ²)	4,200.00	Sep. Nerv. (m)	0.50	H (m) = 20.000
(a2) Lado Largo (m) c.a.c	2.150	f'c (kg/cm ²)	200.00	Perimetro=	10.150	CORTANTE
(a1) Lado Corto (m) c.a.c	1.910	b (cm)	10.000	d (cm)=	17.500	Vu (kg)= 435.113
W servicio (kg/m2)	685.000	Condición	4	corrección	1.160	Vcr (kg) = 1,770.875
F.C. =	1.400	DE ESQUINA. Los lados adyacentes discontinuos.				

Franja Central

Tipo de MOMENTO	Tipo de CLARO	a1/a2	a1/a2	Coefic.	Mu kg·m	ρ	pmín	As cm2	No. Varillas Necesarias	Varillas Número
Negativo en bordes int.	Corto	464.00	412.00	418.05	146.25	0.0006	0.0024	0.412	1	3
	Largo	457.00	410.00	415.47	145.35	0.0006	0.0024	0.412	1	3
Negativo en bordes disc.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
Positivo	Corto	247.00	199.00	204.58	71.57	0.0003	0.0024	0.412	1	3
	Largo	156.00	154.00	154.23	53.96	0.0002	0.0024	0.412	1	3

Franja Extrema.

Tipo de MOMENTO	Tipo de CLARO	a1/a2	a1/a2	Coefic.	Mu kg·m	ρ	pmín	As cm2	No. Varillas Necesarias	Varillas Número
Negativo en bordes int.	Corto	464.00	412.00	250.83	87.75	0.0004	0.0024	0.412	1	3
	Largo	457.00	410.00	249.28	87.21	0.0004	0.0024	0.412	1	3
Negativo en bordes disc.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
Positivo	Corto	247.00	199.00	122.75	42.94	0.0002	0.0024	0.412	1	3
	Largo	156.00	154.00	92.54	32.38	0.0001	0.0024	0.412	1	3

METODO DE COEFICIENTES para Losas de concreto (NTC-04), NO COLADA MONOLITICA en sus apoyos (LOSA ALIGERADA)

TABLA DE DATOS GENERALES (TABLERO 10) AZOTEA						
Ancho Equiv. " b " (cm)	20.000	f _y (kg/cm ²)	4,200.00	Sep. Nerv. (m)	0.50	H (m) = 20.000
(a2) Lado Largo (m) c.a.c	3.000	f'c (kg/cm ²)	200.00	Perimetro=	14.575	CORTANTE
(a1) Lado Corto (m) c.a.c	2.230	b (cm)	10.000	d (cm)=	17.500	Vu (kg)= 599.546
Wservicio (kg/m2)	685.000	Condicion	7	corrección	1.160	Vcr (kg) = 1,770.875
F.C. =	1.400	EXTREMO. Tres bordes discontinuos, un lado corto continuo.				

Franja Central

Tipo de MOMENTO	Tipo de CLARO	a1/a2	a1/a2	Coefic.	Mu kg·m	ρ	p _{mín}	As cm2	No. Varillas Necesarias	Varillas Número
Negativo en bordes int.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo	710.00	710.00	710.00	338.60	0.0015	0.0024	0.412	1	3
Negativo en bordes disc.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
Positivo	Corto	850.00	740.00	802.33	382.63	0.0017	0.0024	0.412	1	3
	Largo	540.00	540.00	540.00	257.53	0.0011	0.0024	0.412	1	3

Franja Extrema.

Tipo de MOMENTO	Tipo de CLARO	a1/a2	a1/a2	Coefic.	Mu kg·m	ρ	p _{mín}	As cm2	No. Varillas Necesarias	Varillas Número
Negativo en bordes int.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo	710.00	710.00	426.00	203.16	0.0009	0.0024	0.412	1	3
Negativo en bordes disc.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
Positivo	Corto	850.00	740.00	481.40	229.58	0.0010	0.0024	0.412	1	3
	Largo	540.00	540.00	324.00	154.52	0.0007	0.0024	0.412	1	3

METODO DE COEFICIENTES para Losas de concreto (NTC-04), NO COLADA MONOLITICA en sus apoyos (LOSA ALIGERADA)

TABLA DE DATOS GENERALES (TABLERO I1) AZOTEA						
Ancho Equiv. " b " (cm)	20.000	f _y (kg/cm ²)	4,200.00	Sep. Nerv. (m)	0.50	H (m) = 20.000
(a2) Lado Largo (m) c.a.c	4.450	f'c (kg/cm ²)	200.00	Perimetro=	22.450	CORTANTE
(a1) Lado Corto (m) c.a.c	3.640	b (cm)	10.000	d (cm)=	17.500	Vu (kg)= 981.496
W servicio (kg/m2)	685.000	Condición	7	corrección	1.160	Vcr (kg) = 1,770.875
F.C. =	1.400	EXTREMO. Tres bordes discontinuos, un lado corto continuo.				

Franja Central

Tipo de MOMENTO	Tipo de CLARO	a1/a2	a1/a2	Coefic.	Mu kg·m	ρ	pmín	As cm2	No. Varillas Necesarias	Varillas Número
Negativo en bordes int.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo	710.00	710.00	710.00	902.15	0.0042	0.0024	0.729	2	3
Negativo en bordes disc.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
Positivo	Corto	740.00	660.00	725.62	922.00	0.0043	0.0024	0.746	2	3
	Largo	540.00	540.00	540.00	686.14	0.0031	0.0024	0.545	1	3

Franja Extrema.

Tipo de MOMENTO	Tipo de CLARO	a1/a2	a1/a2	Coefic.	Mu kg·m	ρ	pmín	As cm2	No. Varillas Necesarias	Varillas Número
Negativo en bordes int.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo	710.00	710.00	426.00	541.29	0.0024	0.0024	0.425	1	3
Negativo en bordes disc.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
Positivo	Corto	740.00	660.00	435.37	553.20	0.0025	0.0024	0.435	1	3
	Largo	540.00	540.00	324.00	411.69	0.0018	0.0024	0.412	1	3

A N E X O B

ANALISIS POR COMPUTADORA DE TABLEROS DE ENTREPISO

METODO DE COEFICIENTES para Losas de concreto (NTC-04), NO COLADA MONOLITICA en sus apoyos (LOSA ALIGERADA)

TABLA DE DATOS GENERALES (TABLERO 3) ENTREPISO						
Ancho Equiv. " b " (cm)	20.000	f _y (kg/cm ²)	4.200.00	Sep. Nerv. (m)	0.50	H (m) = 20.000
(a2) Lado Largo (m) c.a.c	1.410	f' c (kg/cm ²)	200.00	Perimetro=	5.585	CORTANTE
(a1) Lado Corto (m) c.a.c	1.030	b (cm)	10.000	d (cm)=	17.500	V _u (kg)= 187.254
Wservicio (kg/m2)	585.000	Condicion	3	corrección	1.115	V _{cr} (kg) = 1,770.875
F.C. =	1.400	DE BORDE. Un lado largo discontinuo.				

Franja Central												
Tipo de MOMENTO	Tipo de CLARO	a1/a2	a1/a2	Coefc.	Mu	ρ	p _{mín}	As	No. Varillas Necesarias	Varillas Número		
Negativo en bordes int.	Corto	481.00	420.00	462.40	40.18	0.0002	0.0024	0.412	1	3		
	Largo	470.00	426.00	456.58	39.67	0.0002	0.0024	0.412	1	3		
Negativo en bordes disc.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3		
	Largo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3		
Positivo	Corto	263.00	218.00	249.28	21.66	0.0001	0.0024	0.412	1	3		
	Largo	149.00	146.00	148.09	12.87	0.0001	0.0024	0.412	1	3		

Franja Extrema.												
Tipo de MOMENTO	Tipo de CLARO	a1/a2	a1/a2	Coefc.	Mu	ρ	p _{mín}	As	No. Varillas Necesarias	Varillas Número		
Negativo en bordes int.	Corto	481.00	420.00	277.44	24.11	0.0001	0.0024	0.412	1	3		
	Largo	470.00	426.00	273.95	23.80	0.0001	0.0024	0.412	1	3		
Negativo en bordes disc.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3		
	Largo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3		
Positivo	Corto	263.00	218.00	149.57	13.00	0.0001	0.0024	0.412	1	3		
	Largo	149.00	146.00	88.85	7.72	0.0000	0.0024	0.412	1	3		

METODO DE COEFICIENTES para Losas de concreto (NTC-04), NO COLADA MONOLITICA en sus apoyos (LOSA ALIGERADA)

TABLA DE DATOS GENERALES (TABLERO 4) ENTREPISO						
Ancho Equiv. " b " (cm)	20.000	f_y (kg/cm ²)	4.200.00	Sep. Nerv. (m)	0.50	H (m) = 20.000
(a2) Lado Largo (m) c.a.c	3.800	f'_c (kg/cm ²)	200.00	Perimetro=	17.765	CORTANTE
(a1) Lado Corto (m) c.a.c	3.070	b (cm)	10.000	d (cm)=	17.500	V_{u1} (kg)= 699.448
Wservicio (kg/m2)	585.000	Condicion	3	corrección	1.115	V_{cr} (kg) = 1,770.875
F. C. =	1.400	DE BORDE. Un lado largo discontinuo.				

Franja Central										
Tipo de MOMENTO	Tipo de CLARO	a1/a2	a1/a2	Coefc.	Mu	ρ	ρmín	As	No. Varillas Necesarias	Varillas Número
Negativo en bordes int.	Corto	420.00	364.00	415.58	320.79	0.0014	0.0024	0.412	1	3
	Largo	426.00	384.00	422.68	326.27	0.0014	0.0024	0.412	1	3
Negativo en bordes disc.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
Positivo	Corto	218.00	175.00	214.61	165.65	0.0007	0.0024	0.412	1	3
	Largo	146.00	145.00	145.92	112.64	0.0005	0.0024	0.412	1	3

Franja Extrema.										
Tipo de MOMENTO	Tipo de CLARO	a1/a2	a1/a2	Coefc.	Mu	ρ	p _{mín}	As	No. Varillas Necesarias	Varillas Número
Negativo en bordes int.	Corto	420.00	364.00	249.35	192.47	0.0008	0.0024	0.412	1	3
	Largo	426.00	384.00	253.61	195.76	0.0009	0.0024	0.412	1	3
Negativo en bordes disc.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
Positivo	Corto	218.00	175.00	128.76	99.39	0.0004	0.0024	0.412	1	3
	Largo	146.00	145.00	87.55	67.58	0.0003	0.0024	0.412	1	3

METODO DE COEFICIENTES para Losas de concreto (NTC-04), NO COLADA MONOLITICA en sus apoyos (LOSA ALIGERADA)

TABLA DE DATOS GENERALES (TABLERO 5) ENTREPISO						
Ancho Equiv. " b " (cm)	20.000	f_y (kg/cm ²)	4,200.00	Sep. Nerv. (m)	0.50	H (m) = 20.000
(a2) Lado Largo (m) c.a.c	3.400	f'_c (kg/cm ²)	200.00	Perimetro=	12.960	CORTANTE
(a1) Lado Corto (m) c.a.c	2.230	b (cm)	10.000	d (cm)=	17.500	Vu (kg) = 550.733
Wservicio (kg/m2)	585.000	Condicion	3	corrección	1.115	Vcr (kg) = 1,770.875
F.C. =	1.400	DE BORDE. Un lado largo discontinuo.				

Franja Central		a1/a2	a1/a2	Coefic.	Mu	ρ	$\rho_{mín}$	As	No. Varillas Necesarias	Varillas Número
Tipo de MOMENTO	Tipo de CLARO	0.600	0.700	0.656	kg m			cm2		
	Corto	548.00	481.00	510.56	207.94	0.0009	0.0024	0.412	1	3
Negativo en bordes int.	Largo	513.00	470.00	488.97	199.15	0.0009	0.0024	0.412	1	3
Negativo en bordes disc.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
Positivo	Corto	312.00	263.00	284.62	115.92	0.0005	0.0024	0.412	1	3
	Largo	153.00	149.00	150.76	61.40	0.0003	0.0024	0.412	1	3

Franja Extrema.		a1/a2	a1/a2	Coefic.	Mu	ρ	$\rho_{mín}$	As	No. Varillas Necesarias	Varillas Número
Tipo de MOMENTO	Tipo de CLARO	0.600	0.700	0.656	kg m			cm2		
	Corto	548.00	481.00	306.34	124.76	0.0005	0.0024	0.412	1	3
Negativo en bordes int.	Largo	513.00	470.00	293.38	119.49	0.0005	0.0024	0.412	1	3
Negativo en bordes disc.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
Positivo	Corto	312.00	263.00	170.77	69.55	0.0003	0.0024	0.412	1	3
	Largo	153.00	149.00	90.46	36.84	0.0002	0.0024	0.412	1	3

METODO DE COEFICIENTES para Losas de concreto (NTC-04), NO COLADA MONOLITICA en sus apoyos (LOSA ALIGERADA)

TABLA DE DATOS GENERALES (TABLERO 6) ENTREPISO						
Ancho Equiv. " b " (cm)	20.000	f_y (kg/cm ²)	4.200.00	Sep. Nerv. (m)	0.50	H (m) = 20.000
(a2) Lado Largo (m) c.a.c	4.000	f'_c (kg/cm ²)	200.00	Perimetro=	15.835	CORTANTE
(a1) Lado Corto (m) c.a.c	3.140	b (cm)	10.000	d (cm)=	17.500	V_u (kg) = 732.489
Wservicio (kg/m2)	585.000	Condicion	2	corrección	1.115	V_{cr} (kg) = 1,770.875
F.C. =	1.400	DE BORDE. Un lado corto discontinuo.				

Franja Central		a1/a2	a1/a2	Coefic.	Mu	ρ	p _{mín}	As	No. Varillas Necesarias	Varillas Número
Tipo de MOMENTO	Tipo de CLARO	0.700	0.800	0.785	kg m			cm2		
	Corto	478.00	431.00	438.05	353.73	0.0016	0.0024	0.412	1	3
Negativo en bordes int.	Largo	392.00	369.00	372.45	300.75	0.0013	0.0024	0.412	1	3
Negativo en bordes disc.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
Positivo	Corto	261.00	219.00	225.30	181.93	0.0008	0.0024	0.412	1	3
	Largo	140.00	137.00	137.45	110.99	0.0005	0.0024	0.412	1	3

Franja Extrema.		a1/a2	a1/a2	Coefic.	Mu	ρ	p _{mín}	As	No. Varillas Necesarias	Varillas Número
Tipo de MOMENTO	Tipo de CLARO	0.700	0.800	0.785	kg m			cm2		
	Corto	478.00	431.00	262.83	212.24	0.0009	0.0024	0.412	1	3
Negativo en bordes int.	Largo	392.00	369.00	223.47	180.45	0.0008	0.0024	0.412	1	3
Negativo en bordes disc.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
Positivo	Corto	261.00	219.00	135.18	109.16	0.0005	0.0024	0.412	1	3
	Largo	140.00	137.00	82.47	66.59	0.0003	0.0024	0.412	1	3

METODO DE COEFICIENTES para Losas de concreto (NTC-04), NO COLADA MONOLITICA en sus apoyos (LOSA ALIGERADA)

TABLA DE DATOS GENERALES (TABLERO 8) ENTREPISO						
Ancho Equiv. " b " (cm)	20.000	f_y (kg/cm ²)	4,200.00	Sep. Nerv. (m)	0.50	H (m) = 20.000
(a2) Lado Largo (m) c.a.c	4.260	f'_c (kg/cm ²)	200.00	Perimetro=	14.040	CORTANTE
(a1) Lado Corto (m) c.a.c	1.150	b (cm)	10.000	d (cm)=	17.500	V_u (kg) = 307.052
Wservicio (kg/m2)	585.000	Condicion	3	corrección	1.115	V_{cr} (kg) = 1,770.875
F.C. =	1.400	DE BORDE. Un lado largo discontinuo.				

Franja Central										
Tipo de MOMENTO	Tipo de CLARO	a1/a2	a1/a2	Coefic.	Mu	ρ	p _{mín}	As	No. Varillas Necesarias	Varillas Número
Negativo en bordes int.	Corto	1,143.00	0.000	0.270	93.45	0.0004	0.0024	0.412	1	3
	Largo	687.00	545.00	610.33	66.11	0.0003	0.0024	0.412	1	3
Negativo en bordes disc.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
Positivo	Corto	912.00	366.00	617.21	66.85	0.0003	0.0024	0.412	1	3
	Largo	200.00	158.00	177.32	19.21	0.0001	0.0024	0.412	1	3

Franja Extrema.										
Tipo de MOMENTO	Tipo de CLARO	a1/a2	a1/a2	Coefc.	Mu	ρ	pmín	As	No. Varillas Necesarias	Varillas Número
Negativo en bordes int.	Corto	1,143.00	0.000	0.270	56.07	0.0002	0.0024	0.412	1	3
	Largo	687.00	545.00	366.20	39.66	0.0002	0.0024	0.412	1	3
Negativo en bordes disc.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
Positivo	Corto	912.00	366.00	370.33	40.11	0.0002	0.0024	0.412	1	3
	Largo	200.00	158.00	106.39	11.52	0.0000	0.0024	0.412	1	3

METODO DE COEFICIENTES para Losas de concreto (NTC-04), NO COLADA MONOLITICAMENTE en sus apoyos

TABLA DE DATOS GENERALES (TABLERO 9) ENTREPISO						
Ancho muro/trabe (m)	0.120	f_y (kg/cm ²)	4.200.00	Perimetro=	12.180	Varilla No. = 3
(a2) Lado Largo (m) c.a.c	2.150	f'_c (kg/cm ²)	200.00	d (cm)=	9.000	CORTANTE
(a1) Lado Corto (m) c.a.c	1.910	b (m)	100.000	corrección	1.190	V_u (kg) = 465.531
Wservicio (kg/cm2)	760.000	Condicion	5	H (m) =	11.000	V_{cr} (kg) = 4.553.680
F.C. =	1.400	Aislada. Cuatro lados discontinuos.				

Franja Central										
Tipo de MOMENTO	Tipo de CLARO	a1/a2	a1/a2	Coefic.	Mu kg m	ρ	p _{mín}	As cm2	As de Varilla Propuesta	S cm.
Negativo en bordes int.	Corto	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0.710	#1DIV/0!
	Largo	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0.710	#1DIV/0!
Negativo en bordes disc.	Corto	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0.710	#1DIV/0!
	Largo	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0.710	#1DIV/0!
Positivo	Corto	1,070.000	950.000	963,953	374.17	0.0012	0.0024	2.121	0.710	32
	Largo	830.000	830.000	830.000	322.17	0.0011	0.0024	2.121	0.710	32

Franja Extrema.										
Tipo de MOMENTO	Tipo de CLARO	a1/a2	a1/a2	Coefic.	Mu kg m	ρ	p _{mín}	As cm2	As de Varilla Propuesta	S cm.
Negativo en bordes int.	Corto	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0.710	#1DIV/0!
	Largo	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0.710	#1DIV/0!
Negativo en bordes disc.	Corto	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0.710	#1DIV/0!
	Largo	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0.710	#1DIV/0!
Positivo	Corto	1,070.000	950.000	578.372	224.50	0.0007	0.0024	2.121	0.710	32
	Largo	830.000	830.000	498.000	193.30	0.0006	0.0024	2.121	0.710	32

METODO DE COEFICIENTES para Losas de concreto (NTC-04), NO COLADA MONOLITICA en sus apoyos (LOSA ALIGERADA)

TABLA DE DATOS GENERALES (TABLERO I) ENTREPISO						
Ancho Equiv. " b " (cm)	20.000	f_y (kg/cm ²)	4,200.00	Sep. Nerv. (m)	0.50	H (m) = 20.000
(a2) Lado Largo (m) c.a.c	4.450	f'_c (kg/cm ²)	200.00	Perimetro=	22.450	CORTANTE
(a1) Lado Corto (m) c.a.c	3.640	b (cm)	10.000	d (cm)=	17.500	V_{u1} (kg)= 838.212
Wservicio (kg/m2)	585.000	Condicion	7	corrección	1.115	V_{cr} (kg) = 1,770.875
F. C. =	1.400	EXTREMO. Tres bordes discontinuos, un lado corto continuo.				

Franja Central										
Tipo de MOMENTO	Tipo de CLARO	a1/a2	a1/a2	Coefic.	Mu	ρ	p _{mín}	As	No. Varillas Necesarias	Varillas Número
Negativo en bordes int.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo	710.00	710.00	710.00	770.45	0.0035	0.0024	0.616	1	3
Negativo en bordes disc.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
Positivo	Corto	740.00	660.00	725.62	787.40	0.0036	0.0024	0.630	1	3
	Largo	540.00	540.00	540.00	585.98	0.0026	0.0024	0.462	1	3

Franja Extrema.										
Tipo de MOMENTO	Tipo de CLARO	a1/a2	a1/a2	Coefc.	Mu	ρ	p _{mín}	As	No. Varillas Necesarias	Varillas Número
Negativo en bordes int.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo	710.00	710.00	426.00	462.27	0.0021	0.0024	0.412	1	3
Negativo en bordes disc.	Corto	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
	Largo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0	3
Positivo	Corto	740.00	660.00	435.37	472.44	0.0021	0.0024	0.412	1	3
	Largo	540.00	540.00	324.00	351.59	0.0016	0.0024	0.412	1	3

A N E X O C

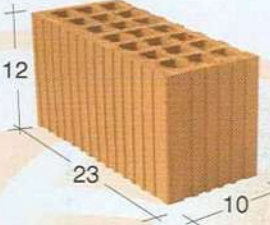
CARACTERÍSTICAS Y PROPIEDADES DEL TABIQUE INDUSTRIALIZADO TABIMAX

¿ BUSCA TABIQUE ROJO ?

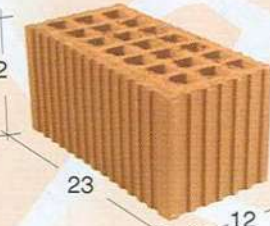
¡Pida! TABIMAX®

Tabique de barro industrializado®





RESISTENCIA A COMPRESION 120 kg/cm²
RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE V* = 5 kg/cm²



RESISTENCIA A COMPRESION 140 kg/cm²
RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE V* = 5 kg/cm²



TABIMAX
DISEÑO LIGERO, RESISTENTE Y DE MAYOR TAMAÑO PARA UN OPTIMO RENDIMIENTO



FACIL COLOCACION



CONSTRUCCION DE CASTILLOS IGUAL QUE CON OTROS MATERIALES TRADICIONALES



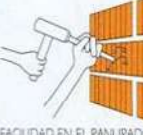
POR SU ESTRUCTURA INTERNA OFRECE UN MAYOR AISLAMIENTO TERMICO Y ACUSTICO



TABIMAX®
4 HILADAS
Tabique Rojo
4 HILADAS
MENOS PIEZAS POR m²
AVANCE MAS RAPIDO



LA UNIFORMIDAD EN DIMENSIONES Y ACABADO (ESTRIADO) LE AHORRA MATERIAL DE MORTEROS PARA JUNTAS Y APLANADOS



FACILIDAD EN EL PANURADO PARA INSTALACIONES ELECTRICAS E HIDRAULICAS



PARA TODO TIPO DE EDIFICACIONES



Se utiliza igual que el tabique Rojo pero **TABIMAX®** es **Más Resistente, Más ligero, Más aislante y ¡Más barato!**
POR ESTO, LA MEJOR OBRA SE CONSTRUYE CON TABIMAX®

TABIMAX®
Tabique de barro industrializado®

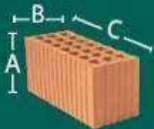


DISTRIBUIDO POR:

TABIMAX®

Tabique de barro industrializado

para muro confinado tradicional



	Medidas en cm*			Peso kg/pza	Pzas/m² con juntas de 1 cm	Peso/m² (sin mortero para juntas)	Absorción Promedio % en peso	Resistencia a la compresión kg/cm²	Acabados	Cantidades en piezas por:		
	A	B	C							Tarima	Torton 26 Tarimas	Trailer 46 Tarimas
	12	10	23	2.4	32	76.8	16	120	Rojo Natural Estrado Para repellar	288	7,488	13,248
	24	10	23	4.8	16.6	79.7	16	120		144	3,744	6,624
	12	12	23	3.2	32	98.2	16	140		224	5,824	10,304
	24	12	23	6.4	16.6	102.4	16	140		112	2,912	5,152

Sistemas Constructivos

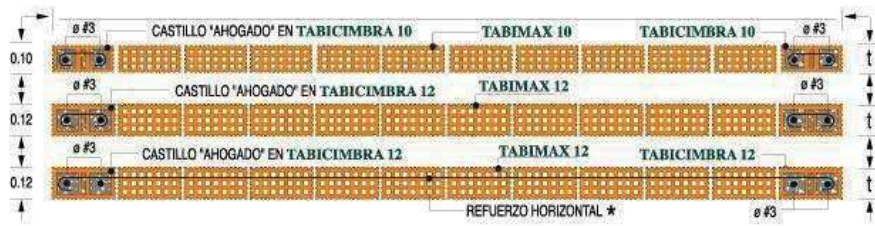


ARMEX 10x10-3

TABIMAX 10

ARMEX 12x12-4 ó habilitado en obra 4ø#3

TABIMAX 12



CASTILLO 'AHOADO' EN TABICIMBRA 10

TABIMAX 10

TABICIMBRA 10

CASTILLO 'AHOADO' EN TABICIMBRA 12

TABIMAX 12

TABICIMBRA 12

REFUERZO HORIZONTAL *

Fotos de algunas Obras



SISTEMA® NOVAMURO

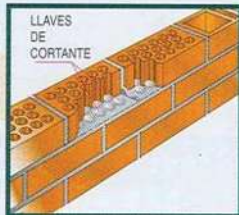
**MURO DE CARGA QUE NO REQUIERE APLANADOS NI PINTURA
MANTENIMIENTO PRACTICAMENTE NULO**



Los "castillos ahogados" se colocan a una distancia de hasta 3 m ó en cada intersección.

El ladrillo **MULTEX®** se utiliza como pieza clave del **SISTEMA**, pues al penetrar ligeramente el mortero en las perforaciones del ladrillo se forman las "LLAVES DE CORTANTE" entre éstos, propiciando una mayor resistencia a los movimientos horizontales.

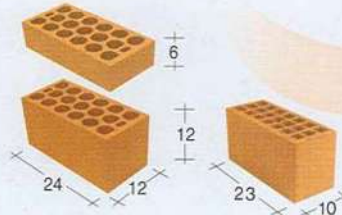
La aplicación del mortero para el pegado del ladrillo, se realiza de igual manera que con el "convencional", es decir en toda la superficie.



Es importante que el mortero esté un poco más espeso que el que comúnmente se utiliza para evitar que éste fluya por las perforaciones del propio ladrillo.

El ladrillo **VINTEX®** se utiliza en mochetas e intersecciones a fin de que en los ductos verticales del **NOVAMURO®** se "ahoguen" el concreto y fierro de los "castillos" y se alojen las instalaciones eléctricas e hidráulicas.

Nota: La cantidad de acero tendrá que ser determinada por el estructurista.



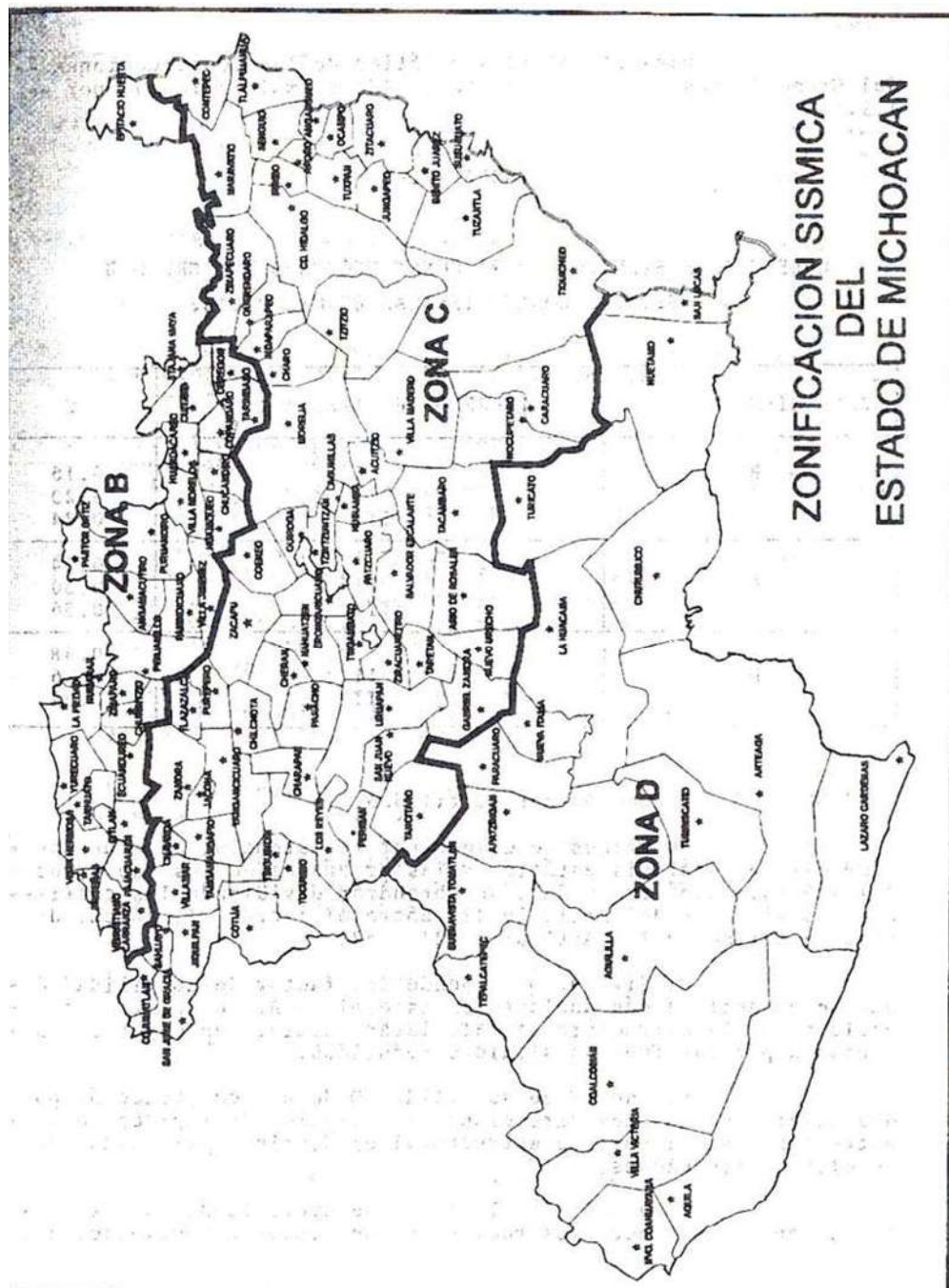




	MULTEX®			VINTEX®		
DIMENSIONES	6 X 12 X 24 cm	12 X 12 X 24 cm	12 X 10 X 23 cm	6 X 12 X 24 cm	12 X 12 X 24 cm	12 X 10 X 23 cm
PIEZAS POR m ² con junta 1 cm	57.1	30.7	32.0	57.1	30.7	32.0
RESISTENCIA A COMPRESION	140 Kg/cm ²	140 Kg/cm ²	140 Kg/cm ²	140 Kg/cm ²	140 Kg/cm ²	140 Kg/cm ²
RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE	V* = 5 Kg/cm ²			V* = 3 Kg/cm ²		

A N E X O D

FIGURAS



Modificada SMIS 1999

BIBLIOGRAFÍA

- **Manual de apuntes de curso de titulación, “Proyecto Estructural de una Casa Habitación**
Alma Rosa Sánchez, Enrique Omar Navarro y Bertha Alejandra Olmos
- **Aspectos fundamentales del concreto reforzado**
Oscar M. González Cuevas y Francisco Robles Fernández –Villegas
Editorial LIMUSA
- **Reglamento de Construcción del Estado de Michoacán de Ocampo**
Colegio de Ingenieros Civiles del Estado de Michoacán, A.C.
- **Normas Técnicas Complementarias – Mampostería**
Reglamento de construcción del Distrito Federal
- **Normas Técnicas Complementarias – Concreto**
Reglamento de construcción del Distrito Federal
- **Manual de Obras Civiles**
Comisión Federal de Electricidad
- **Apuntes de Ingeniería Sísmica**
Dr. Manuel Jara Díaz
- **Apuntes de Mampostería**
Dr. Jorge Ignacio Cruz Díaz