

**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN
NICOLAS DE HIDALGO**

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



**CÁLCULO ESTRUCTURAL DE UNA CASA HABITACION
UBICADA EN EL MUNICIPIO DE MORELIA, MICHOACÁN**

T E S I S A

PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

JOSEPH ADULFO CATON APARICIO

ASESOR:

MI. ENRIQUE OMAR NAVARRO CABALLERO

MORELIA, MICH. ABRIL 2008



INDICE

Introducción - - - - -	2
Objetivo - - - - -	3
CAPÍTULO I	
Descripción Arquitectónica - - - - -	4
CAPÍTULO II	
Descripción Estructural - - - - -	11
CAPÍTULO III	
Análisis y Diseño de Escalera - - - - -	-15
Análisis y Diseño de losa Azotea - - - - -	-21
Análisis y Diseño de losa Entrepiso - - - - -	-32
CAPÍTULO IV	
Diseño de Trabes - - - - -	48
CAPÍTULO V	
Diseño de Dalas y Castillos - - - - -	102
Revisión de Muros - - - - -	105
CAPÍTULO VI	
Análisis y Diseño Estructural de la Cimentación - - - - -	119
CAPÍTULO VII	
Planos Estructurales	
Conclusiones - - - - -	-129
Glosario - - - - -	130
Bibliografía - - - - -	132



INTRODUCCIÓN

Desde hace muchos años el hombre ha aprendido a construir estructuras que abarcan un amplio rango de aplicaciones, tales como: viviendas, caminos, mercados, edificios, estadios, etc., Estas estructuras sirven para atender una necesidad de adaptación, pero además deben realizar su función con seguridad, comodidad, buena apariencia y óptima utilidad.

Por lo general, la gente no piensa en el tipo de estructura en la cual desarrolla sus actividades; Sin embargo, cuando ocurre un accidente, es decir, cuando una estructura colapsa, entonces reflexiona y se cuestiona para tratar de entender que paso.

Un buen diseño estructural requiere entender cómo se sostiene la estructura así como la forma en la que absorbe y transmite las fuerzas. Así mismo, es necesario conocer la resistencia y demás propiedades de los materiales con los cuales se construirá la estructura.

Todas las estructuras tienden a deformarse, a sufrir agrietamientos, a tener algún tipo de asentamiento, pero debe existir un criterio ingenieril adecuado para establecer los márgenes de seguridad necesarios que nos llevarán a un buen diseño.

El objetivo de este trabajo es establecer los criterios más comunes para el cálculo y diseño de estructuras, fundamentalmente a base de muros de carga y sistemas de losas de concreto reforzado o sistemas de viguetas y bovedillas.



OBJETIVO

El objetivo de este trabajo es el diseño estructural de una casa habitación, basado en las Normas técnicas Complementarias (NTC) en su versión 2004 del Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF).

Al diseñar la casa con las Normas Técnicas Complementarias se busca reducir el costo y el tiempo de su construcción y esto no significa que al tener una casa de bajo presupuesto sea estructuralmente frágil.



CAPÍTULO I

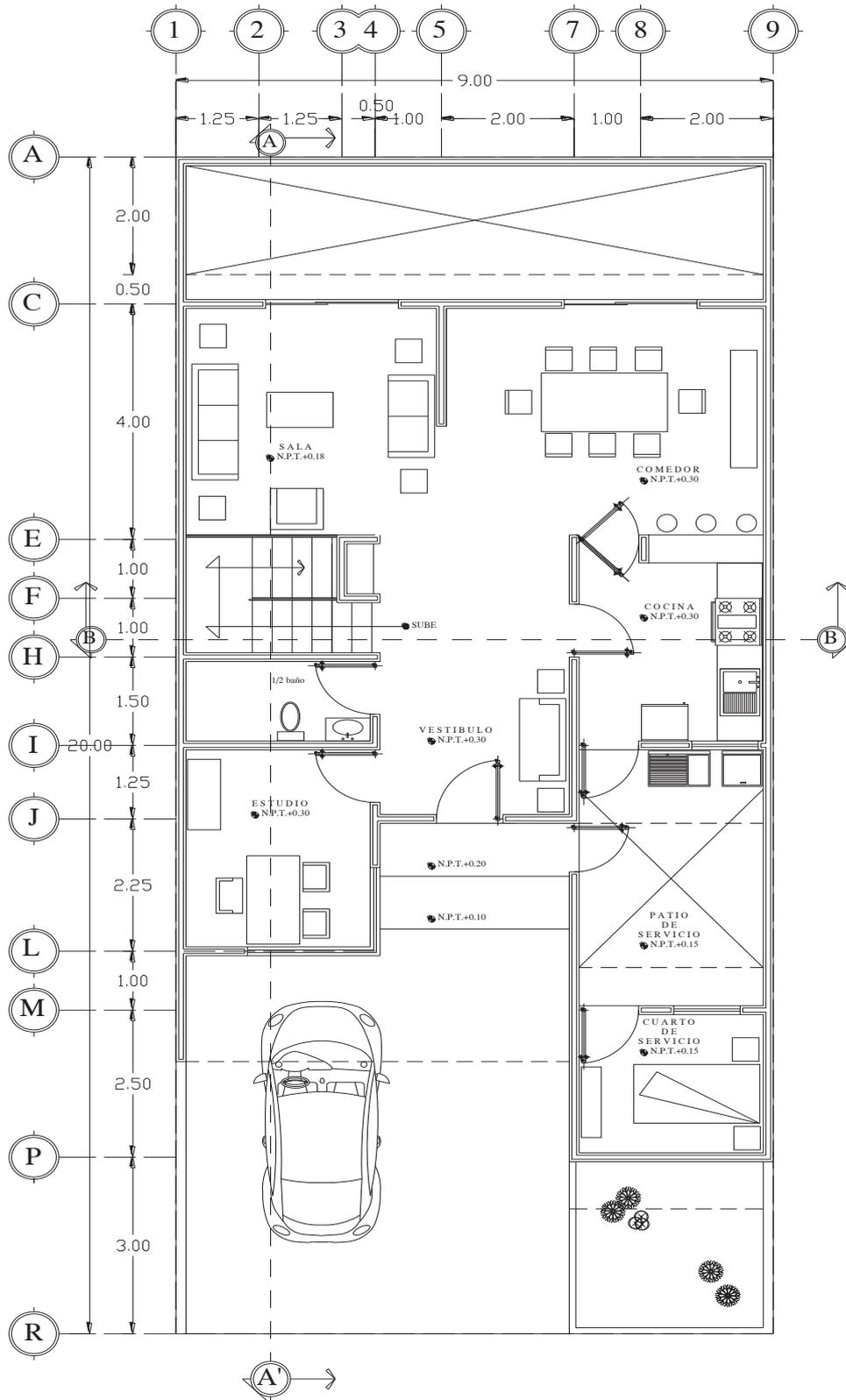
DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA

Se desea construir una casa habitación en un terreno plano de dimensiones 9 m de frente por 20 m de fondo, ubicado en la calle Gral. Martín Castejón No. 600, Colonia Gustavo Díaz Ordaz. En la ciudad de Morelia Michoacán.

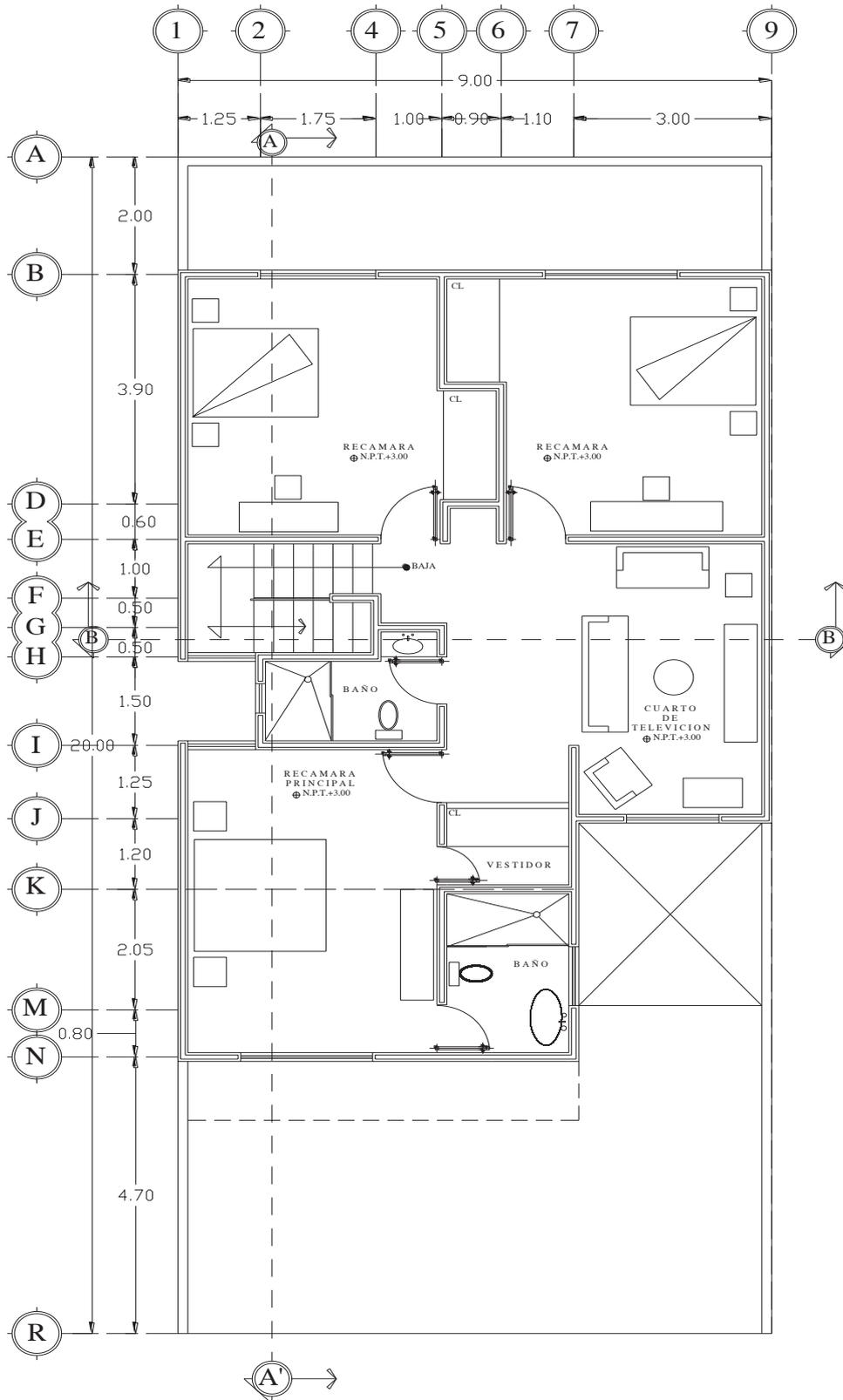
La planta baja se conforma de las siguientes partes: Sala, Comedor, Cocina, ½ baño, Cuarto de Servicio, Sala de Estudio, Vestíbulo, Cochera para 1 automóvil, jardín y un Patio de Servicio.

La planta alta está compuesta por: Sala de TV, dos baños completos y tres recamaras, en la planta de azotea se tienen pendientes de 2% para desalojar el agua pluvial.

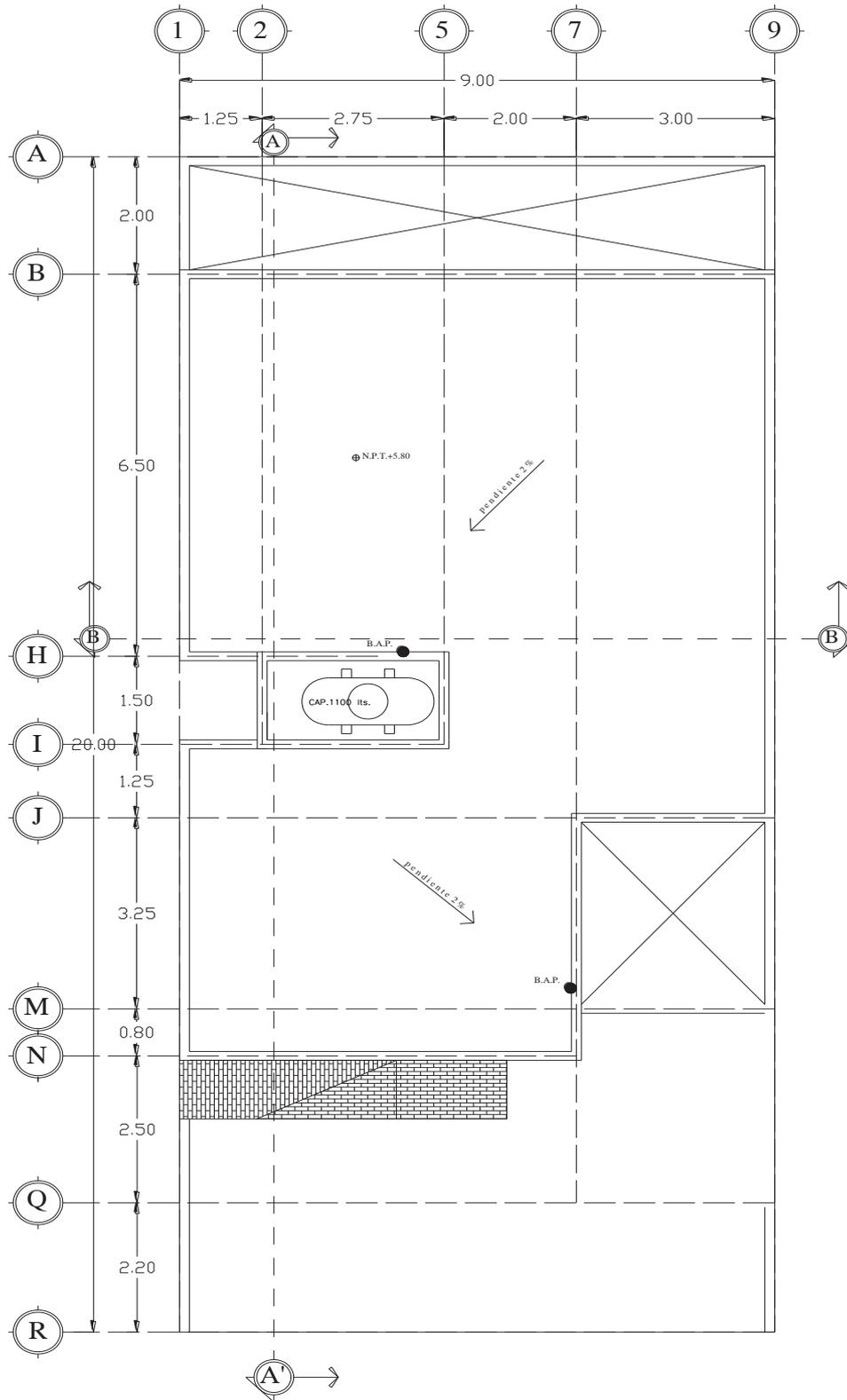
A continuación se presentan los planos arquitectónicos del proyecto:



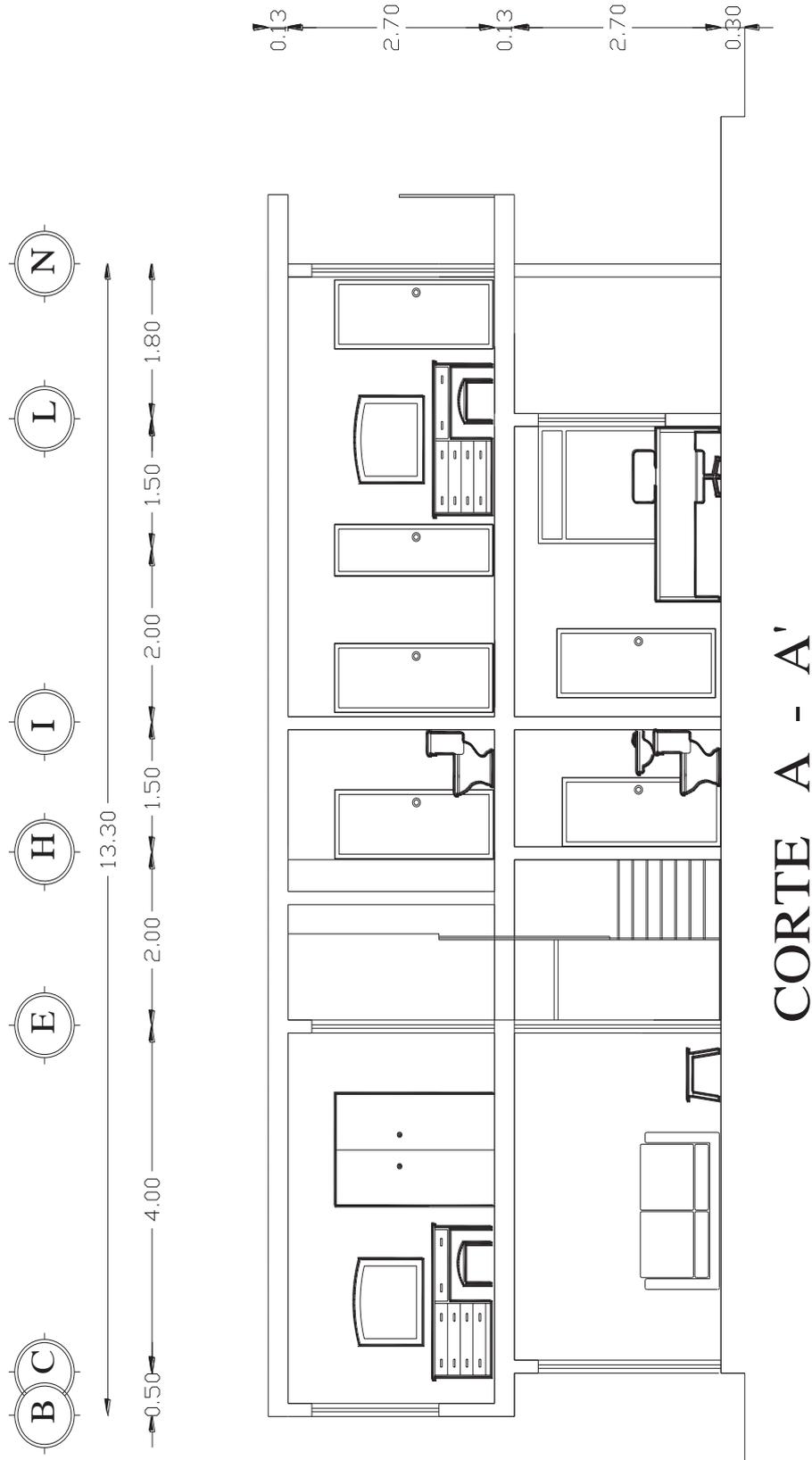
PLANTA BAJA

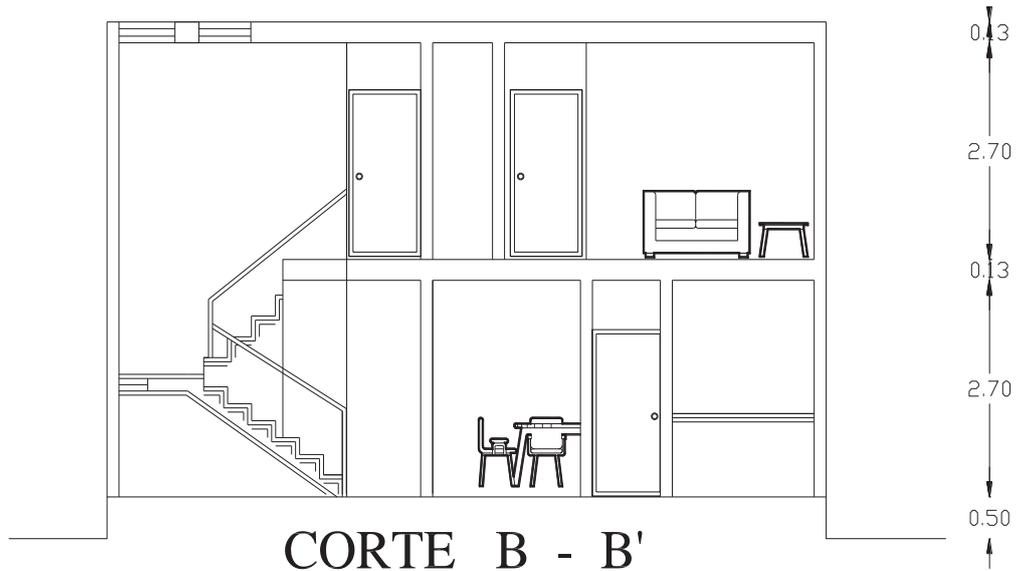
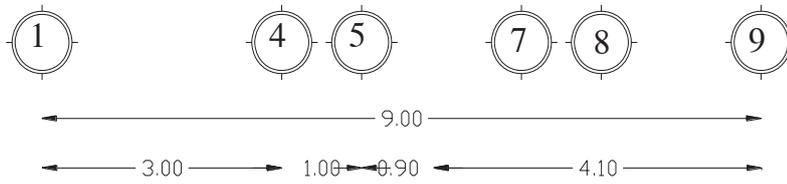


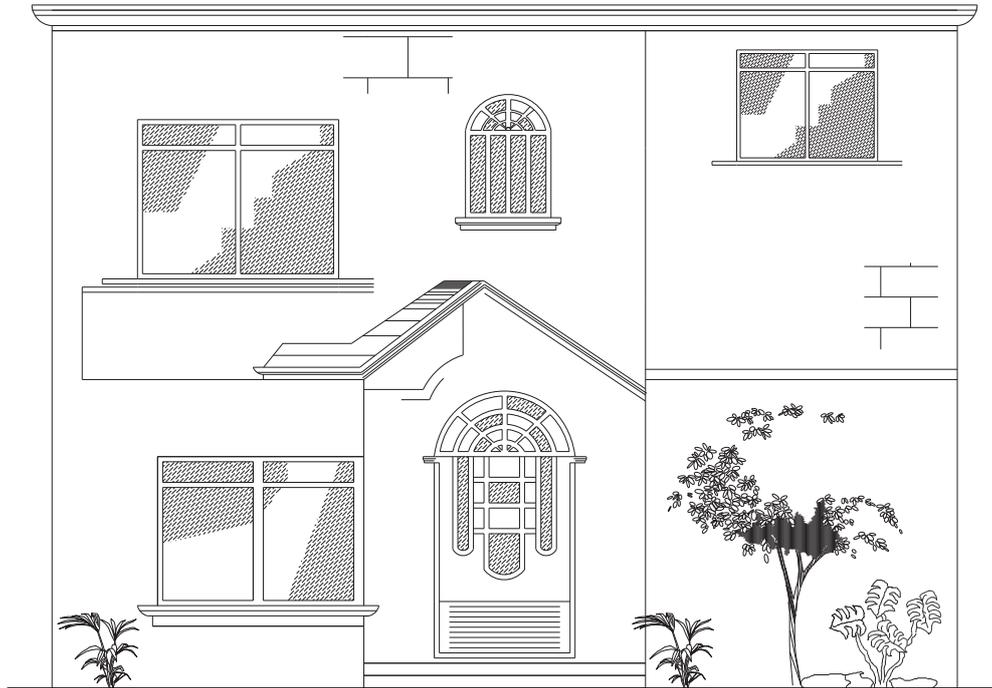
PLANTA ALTA



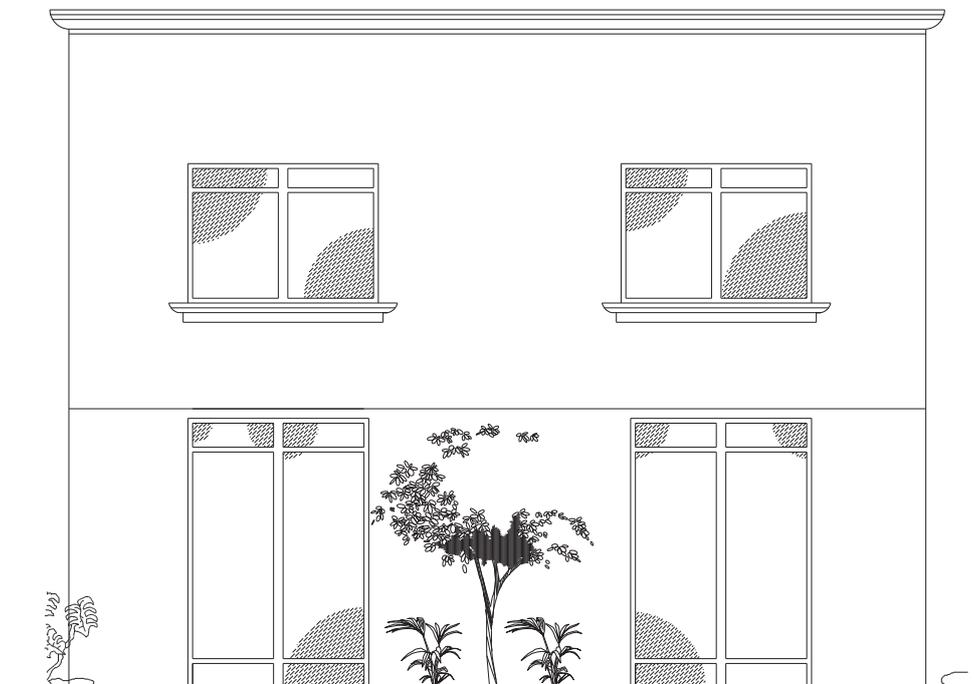
PLANTA DE AZOTEA







FACHADA PRINCIPAL



FACHADA TRASERA



CAPÍTULO II

DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL

La estructuración de los sistemas de piso es a base de losa maciza que trabaja en dos direcciones, las cuales están soportadas por traveses de concreto armado y muros de carga de tabique de barro rojo recocido.

Los materiales de recubrimiento de los pisos se consideraron de mosaico en toda la casa, excepto en los baños y cocina, donde se colocará cerámica antiderrapante.

La estructuración en muros se dispuso en sus dos plantas a base de tabique de barro recocido, para muros de carga, confinados con dadas y castillos que cumplen con las especificaciones de reglamento.

La escalera estará formada por una rampa de concreto reforzado de 1 m de ancho y 11 cm. de espesor con escalones de 16 cm. de peralte y 32 cm. de huella formados de tabique de barro rojo recocido.

Se optó por una cimentación a base de zapatas corridas de concreto bajo muro, debido a que la construcción se realizará de muros de carga de mampostería y la capacidad de carga del suelo es de media a baja.



Especificaciones generales para la estructuración.

Se eligen los materiales que compondrán la estructura para así conocer el peso de la misma y sus propiedades mecánicas, la forma general de esta, es decir, el tipo de estructura que en particular la obra debe tener.

Concreto:

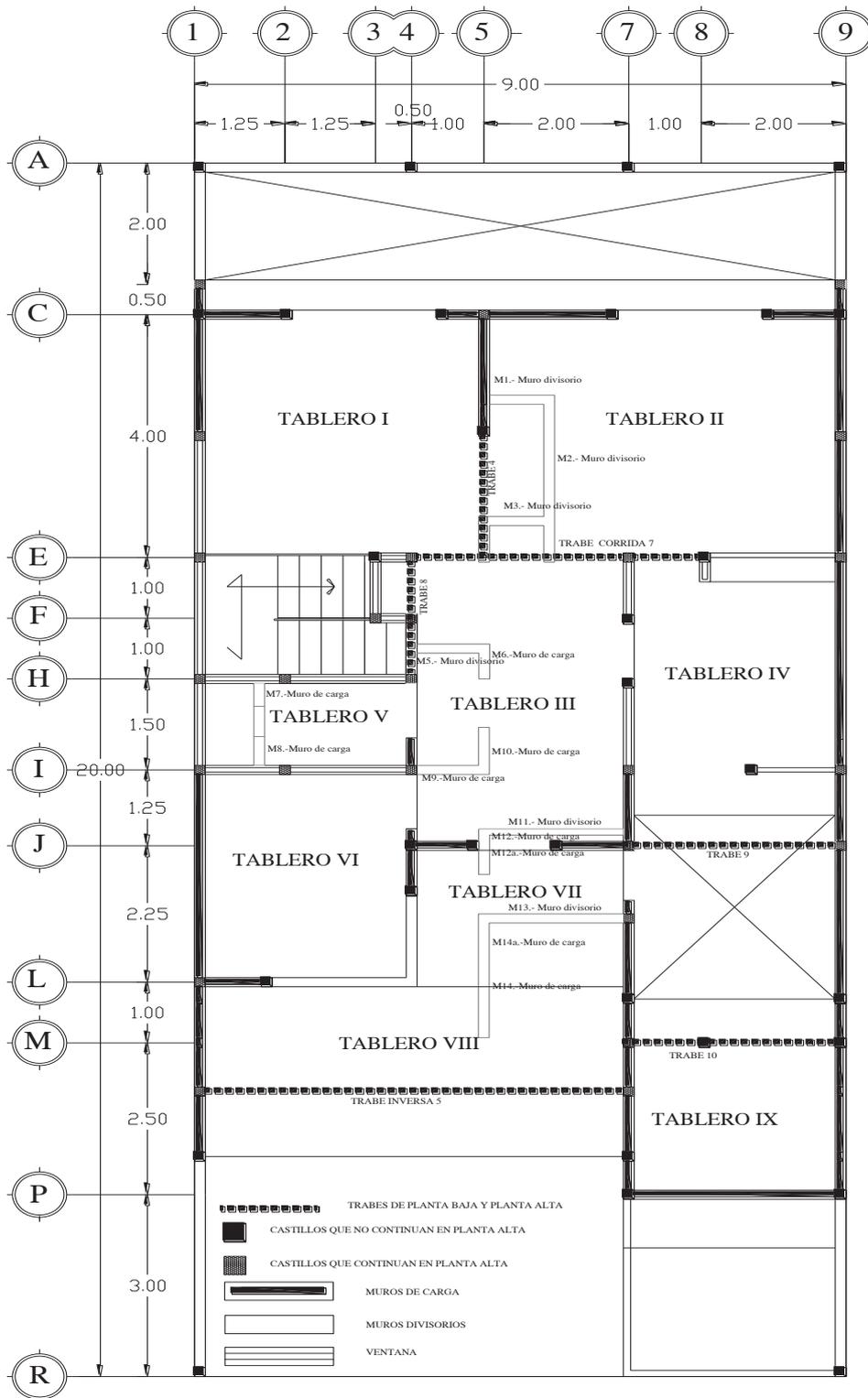
- Se usará una resistencia $f'c= 100kg/cm^2$, para firmes.
- Se usará una resistencia $f'c= 150kg/cm^2$, para dalas de desplante, cerramientos y castillos.
- Se usará una resistencia $f'c= 250 kg/cm^2$, para losas, trabes y zapatas.
- El peso volumétrico en estado fresco será superior a $2 ton/m^3$.
- El tamaño máximo de agregados será 2 cm (3/4").
- El revenimiento del concreto en estado fresco será de entre 12 a 14 cm.

Acero de refuerzo:

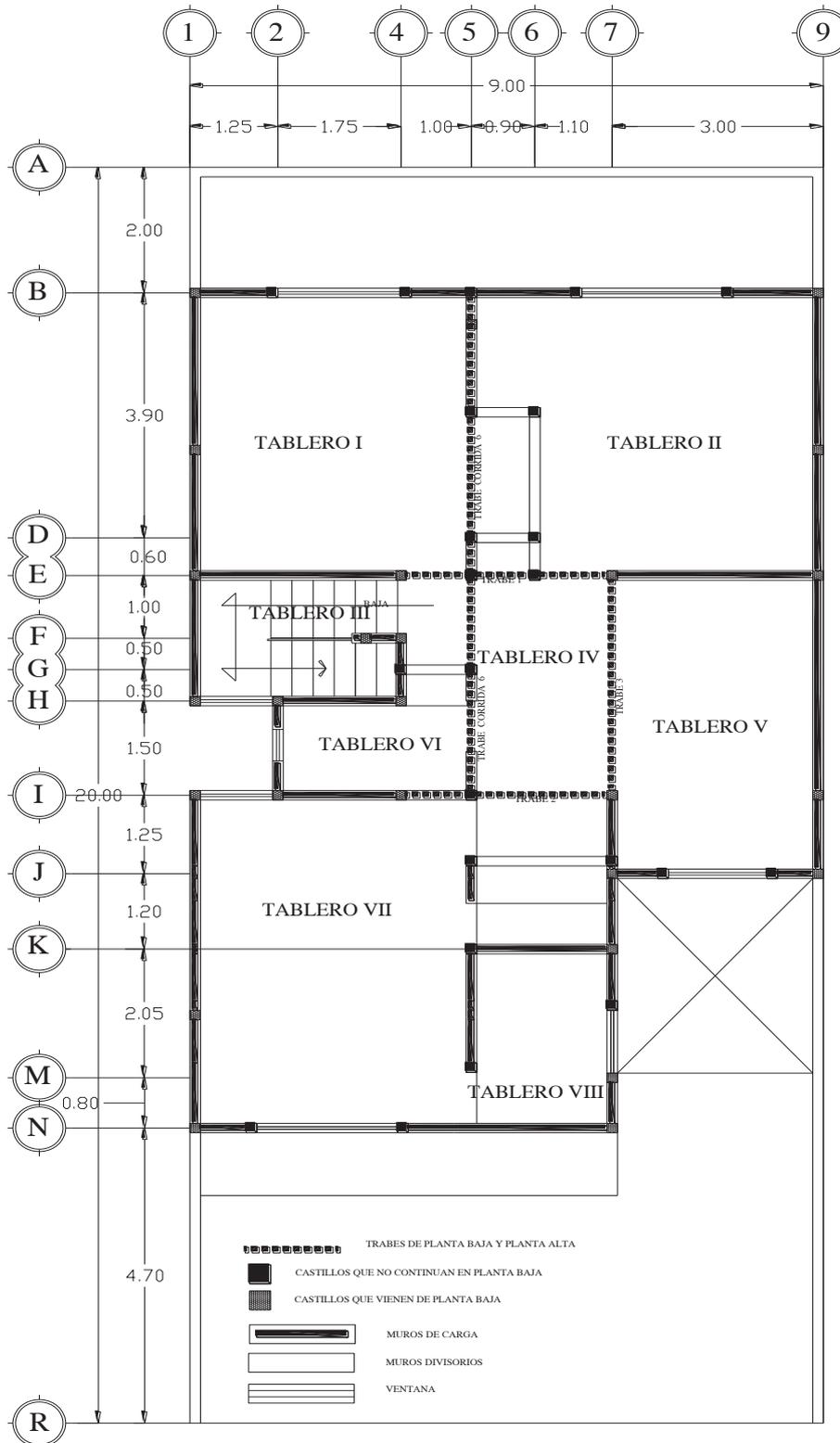
- Las varillas usadas tendrán un $f_y= 4200 kg/cm^2$.
- La malla usada tendrá un $f_y= 5000 kg/cm^2$.
- Los estribos serán cerrados de una pieza y deberán rematar en una esquina con dobleces a 135° , seguidos de tramos rectos de no menos de 10 cm de largo.
- En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una varilla longitudinal.
- Todas las varillas llevarán gancho, excepto los bastones.
- El traslape de malla será de un cuadro más 5 cm.

Cimentación:

- El relleno es compactado en camas de 20 cm con humedad óptima.
- Se usará una resistencia $f'c= 100kg/cm^2$, para plantilla de 5 cm de espesor en todo el ancho de la excavación.
- Se usará tabicón para construir los muros de enrase de la cimentación.



PLANTA BAJA



PLANTA ALTA



CAPÍTULO III

ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESCALERA

1.-Análisis de carga de la losa de escaleras.

La escalera es una losa que trabaja en una dirección (unidireccional) y que se comporta como una viga ancha.

1.1.- Cálculo del peralte de los escalones.

Para una altura de 2.83 m.

Se propone un peralte de escalón 17 cm.

$$\text{No. de Escalones} = \frac{270}{17} = 15.88 \approx 16.$$

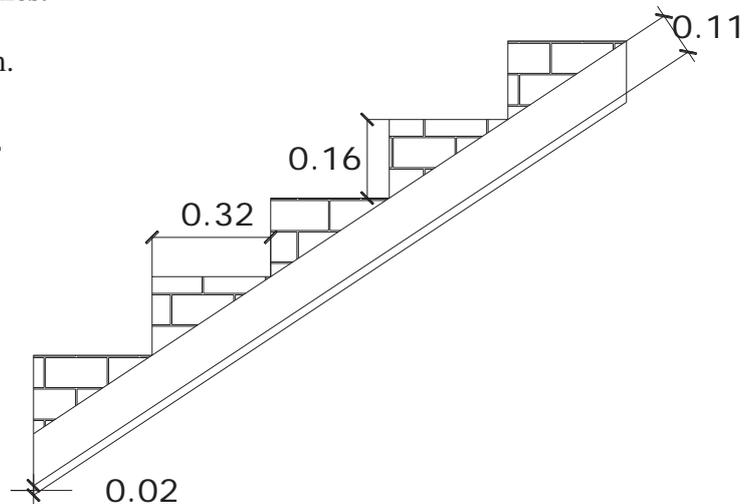
1.2.- Cálculo de la Huella.

$$2p + H = 64 \text{ cm.}$$

$$H = 64 - 2p = 64 - 2(16) = 32 \text{ cm.}$$

1.3.- Cálculo del peralte de la losa.

$$h = \frac{L}{24} = \frac{270}{24} = 11.25 \text{ cm} \approx 11 \text{ cm.}$$



MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOLUMEN (ton/m ³)	PESO TOTAL (ton/m ²)
YESO	0.015	1.50	0.022
LOSA	0.110	2.40	0.264
ESCALÓN (TABIQUE)	0.085	1.50	0.127
MORTERO	0.020	2.20	0.044
MOSAICO			0.035
TOTAL =			0.493

Nota: Del Reglamento del Distrito Federal se toman los valores de cargas adicionales y cargas vivas.



CARGAS PERMANENTES		CARGAS PERMANENTES + ACCIDENTALES	
CARGAS MUERTAS	0.493 ton/m ²	CARGAS MUERTAS	0.493 ton/m ²
CARGAS DICIONALES	0.040 ton/m ²	CARGAS ADICIONALES	0.040 ton/m ²
CARGA VIVAS	0.350 ton/m ²	CARGA VIVAS	0.150 ton/m ²
PESO =	0.883 ton/m²	PESO =	0.683 ton/m²

2.- Diseño de la losa de escaleras.

2.1.-Factores de carga.

(RCDF – 04 Artículo 174. Inciso II).

Combinación de acciones de cargas muertas más cargas vivas en estructuras del grupo B.

(NTC – 04 Sección 3.4. Factor de Carga).

F.C.= 1.40

2.2.-Factores de resistencia.

Las resistencias deben afectarse por un factor de reducción.

(NTC – 04 Sección 1.6. Factores de Resistencia).

FR (flexión)= 0.9

FR (cortante)= 0.8

2.3.-Cálculo de los elementos mecánicos de diseño.

Peso $W = 0.883 \text{ (ton/m}^2\text{)}$

Longitud= 2.70 m

$R_a = 1.192 \text{ ton}$

$R_b = 1.192 \text{ ton}$

$M_{max} = 0.805 \text{ ton-m}$

$M_u = 1.13 \text{ ton-m}$

$V_{max} = 1.05 \text{ ton}$

$V_u = 1.46 \text{ ton}$

Datos de diseño.

$f'_c = 250.0 \text{ kg/cm}^2$

$f''_c = 170.0 \text{ kg/cm}^2$

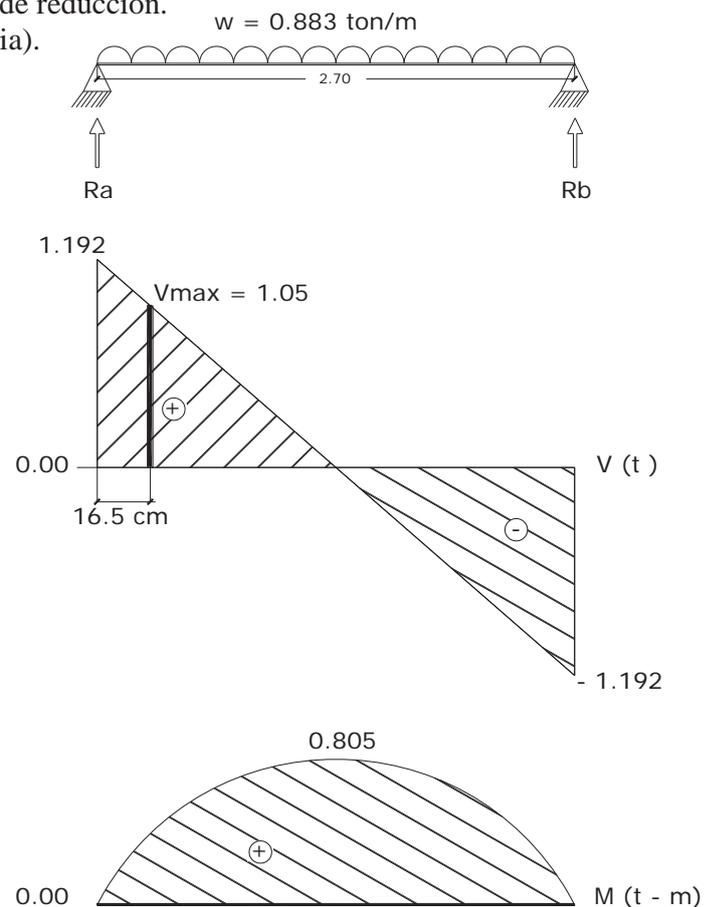
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Ancho escalera $b = 100.0 \text{ cm}$

Peralte de losa $h = 11.0 \text{ cm}$

Recubrimiento= 2 cm

Peralte Efectivo losa $d = 9.0 \text{ cm}$





3.- Cálculo del acero requerido para la escalera.

3.1.-Para momento positivo.

Ecuación de flexión (NTC - 04 Sección 2.2 Flexión)

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

$$A_s = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.1300000)}{0.9 \times 100 \times 9^2 \times 170}} \right] 100 \times 9$$

$$A_s = 3.48 \text{ cm}^2$$

3.2.- Comparación del área de acero requerida A_s , con el A_s min.

3.2.1.-Por flexión.

El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal, puede calcularse con la siguiente expresión.

(NTC – 04 Sección 2.2.1 Refuerzo mínimo).

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y} b d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} 100 \times 9$$

$$A_{s_{\min}} = 2.37 \text{ cm}^2$$

3.2.2.-Por temperatura.

En toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.5m, el área de refuerzo que se suministre no será menor que:

(NTC – 04 Sección 5.7 Refuerzo por cambios Volumétricos).

$$A_{s_t} = \frac{600 (x_1)}{f_y (100 + x_1)} b$$

Donde:

X_1 = El peralte efectivo de la losa

$$A_{s_t} = \frac{600(9)}{4200(100 + 9)} 100$$

$$A_{s_t} = 1.18 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se usará $A_s = 3.48 \text{ cm}^2$



3.3.-Separación de barras.

En el dimensionamiento de losas es frecuente calcular primero el área de acero por metro de ancho de losa, después elegir el diámetro de barra y, por último, calcular la separación entre barras. Este último cálculo puede hacerse en forma rápida con la siguiente ecuación.

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

Donde:

a_o = El área de varilla.

Usando barras del No.3 (0.71 área de varillas)

$$s = \frac{100 \times 0.71}{3.48}$$

$s = 20.42$ cm

Comparando con $S_{mín}$ y $S_{máx}$

$$S_{mín} \text{ (cm)} = \left\{ \begin{array}{l} 6 \end{array} \right.$$

$$S_{máx} \text{ (cm)} = \left\{ \begin{array}{l} 31.5 \\ 50 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} s = 3.5 \times X_1 = 3.5 \times 9 = 31.5 \\ \text{Donde:} \\ X_1 = \text{Peralte de la losa.} \end{array}$$

Se usará varillas del No. 3 @ 20 cm c.a.c.

3.3.1.-En sentido transversal.

El acero por contracción y temperatura, se coloca en forma de barras rectas en el lecho inferior de la losa por encima del refuerzo por flexión.

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

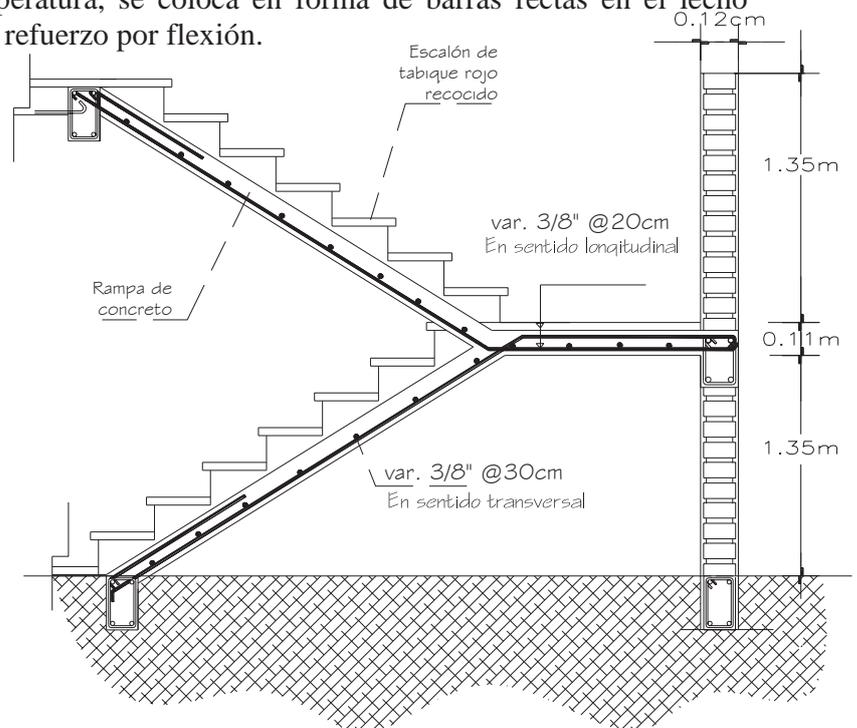
Usando barras del No.3

$s = 60.19$ cm

Comparando con $S_{mín}$ y $S_{máx}$

$$S_{mín} \text{ (cm)} = \left\{ \begin{array}{l} 6 \end{array} \right.$$

$$S_{máx} \text{ (cm)} = \left\{ \begin{array}{l} 31.5 \\ 50 \end{array} \right.$$





La separación del refuerzo por cambios volumétricos no excederá de 500mm ni de $3.5x_1$
 $s = 3.5 \times X_1 = 3.5 \times 9 = 31.5$

Se usarán varillas del No. 3 @ 30 cm c.a.c.

3.4.- Revisión por cortante.

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

En elementos anchos como losas, zapatas y muros, en los que el ancho, b, no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo, d, el espesor no sea mayor de 600mm y la relación M/Vd, no exceda de 2.0, la fuerza resistente, V_{CR} puede tomarse igual a.
(NTC – 04 Sección 2.5.1.2 Elementos anchos).

$$V_{cr} = 0.5FRbd\sqrt{f^*c}$$

Condiciones.

$b > 4d$ si cumple
 $h < 60 \text{ cm}$ si cumple
 $M / Vd < 2$ si cumple

$$V_{cr} = 5692.10 \text{ kg}$$

$$V_u = 1464.82 \text{ kg}$$

$V_{cr} \geq V_u$ Por lo tanto se acepta el peralte.

Nota: La fuerza cortante no es un factor importante en la gran mayoría de las losas. Sin embargo, debe revisarse y en caso de que la sección de concreto no pueda resistir la fuerza constante, debe aumentarse dicha sección, ya que por razones constructivas no es posible usar refuerzo por cortante en estas losas.

3.5.-Revisión de la deflexión permisible.

En las edificaciones comunes, la revisión del estado límite de desplazamientos se cumplirá si se verifica que no excedan los valores siguientes.

(Reglamento del Distrito Federal. Capítulo III. Criterios de Diseño Estructural. Art - 184.

Pág. 67.)

$$\delta_{permisible} = \frac{l}{240} + 0.5 = \frac{270}{240} + 0.5$$

$$\delta_{permisible} = 1.63 \text{ cm}$$

La deflexión máxima de una viga libremente apoyada con carga uniformemente distribuida, es:

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



$$E = 158113.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Inercia} = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$\text{Inercia} = \frac{100 \times 11^3}{12}$$

$$\text{Inercia} = 11091.67 \text{ cm}^4$$

$$\delta_{max} = \frac{5wl^4}{384EI} = \frac{5 \times 8.83 \text{ kg/cm} \times (270 \text{ cm})^4}{384 \times 158113.88 \text{ kg/cm}^2 \times 11091.67 \text{ cm}^4}$$

$$\delta_{m\acute{a}x.} = 0.348 \text{ cm}$$

$$\delta_{permisible} = \frac{l}{240} + 0.5 = \frac{270}{240} + 0.5$$

$$\delta_{permisible} = 1.63 \text{ cm}$$

$\delta_{m\acute{a}x} < \delta_{perm}$, Por lo tanto se acepta la deflexión que presenta la viga.

3.5.1.-Revisión de la deflexión a largo plazo.

A no ser que se utilice un análisis más preciso, la deflexión adicional que ocurra a largo plazo en miembros de concreto normal clase 1, sujetos a flexión, se obtendrá multiplicando la flecha inmediata, calculada de acuerdo con la sección 3.2.1.1 para la carga sostenida considerada, por el factor.

(NTC-04. Sección. 3.2.1.2. Deflexiones Diferidas.)

$$\rho' = \frac{A'_s}{bd}$$

$$\rho' = \frac{0.0}{100 \times 9} = 0.00$$

$$\delta_{largo \text{ plazo}} = \delta_{Inm} \times \left(\frac{2}{1 + 50\rho'} \right)$$

$$\delta_{largo \text{ plazo}} = 0.458 \times \left(\frac{2}{1 + 50 \times 0.00} \right)$$

$$\delta_{largo \text{ plazo}} = 0.916 \text{ cm}$$

Deflexión total.

$$\delta_{total} = 0.348 + 0.916$$

$$\delta_{total} = 1.264 \text{ cm}$$

$\delta_{total} < \delta_{perm}$ Se acepta la deflexión que presenta la viga.



ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSA DE AZOTEA

1.-Análisis de cargas de la losa azotea.

MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL. (ton/m ³)	PESO TOTAL (ton/m ²)
ENLADRILLADO	0.02	1.50	0.030
MORTERO	0.03	2.10	0.063
LOSA	0.13	2.40	0.312
YESO	0.02	1.50	0.030
TOTAL =			0.435

CARGAS PERMANENTES		CARGAS PERMANENTES + ACCIDENTALES	
CARGAS MUERTAS	0.435 ton/m ²	CARGAS MUERTAS	0.435 ton/m ²
CARGAS ADICIONALES	0.040 ton/m ²	CARGAS ADICIONALES	0.040 ton/m ²
CARGA VIVAS	0.100 ton/m ²	CARGA VIVAS	0.070 ton/m ²
PESO =	0.575 ton/m ²	PESO =	0.545 ton/m ²

2.-Análisis de carga del tablero del tinaco.

LosaÁrea= 4.125 m²W_{losa}= 0.288 ton/m²Peso de la losa= 1.188 ton/m²**Muros**

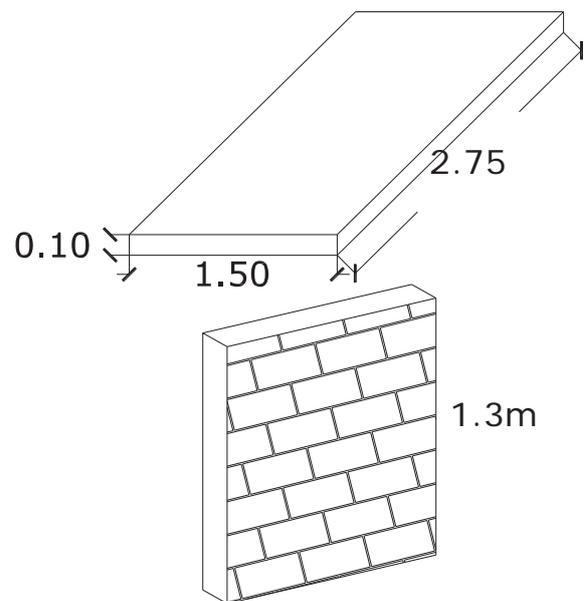
Tipo de muro: Aparente - Aparente

Area= 1.69 m²W_{muro}= 0.180 ton/m²Peso del muro= 0.304 ton/m²2 Muros= 0.61 ton/m²**Peso del tinaco****Nota: Se tiene un tinaco rotoplas de 1100 lts.**

Peso propio del tinaco= 0.027 ton

Peso agua= 1.10 ton

Total= 1.127 ton

**Peso total considerando muros y losa**

Peso de losa= 1.188 ton

Peso muros= 0.61 ton

Peso del tinaco= 1.127 ton

Peso total= 2.92 ton

**Distribución del peso total en el tablero “IV”.**

$$W_{\text{tinaco}} = \frac{\text{Peso total del tinaco}}{\text{Area del tablero}} = \frac{2.92 \text{ ton}}{4.125 \text{ m}^2}$$

$$W_{\text{tinaco}} = 0.71 \text{ ton/m}^2$$

Carga total del tablero.

$$W = 1.28 \text{ ton/m}^2$$

3.-Diseño de la losa de azotea.**3.1.-Revisión del Peralte Mínimo.**

Como los apoyos de la losa no son monolíticos, la longitud de lados discontinuos se incrementará un 50 %
(NTC – 04 Sección 6.3.3.5).

Datos de diseño.

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

$$f'c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\text{Recubrimiento} = 2.0 \text{ cm}$$

Condiciones

$$W_{\text{losa}} = 575 \text{ kg/m}^2$$

$$f_s = 2520 \text{ kg/m}^2$$

Por lo tanto la ecuación para calcular el peralte mínimo será la siguiente (clase I).

$$d_{\text{min}} = \frac{\text{Perimetro}}{250} (0.032 \sqrt[4]{f_{sw}})$$

Se propuso $h = 13 \text{ cm}$, por lo tanto $d = 11 \text{ cm}$, y debe ser mayor o igual al d_{min} , en este cálculo manejaremos concreto clase I.



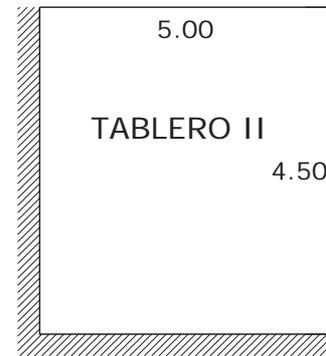
Se tomara el **Tablero II** que es el más desfavorable.

$$\text{Perímetro} = (5+4.5) + (1.5 \times (5+4.5)) = 2375$$

$$d_{\min} = \frac{2375}{250} \left(0.032 \sqrt[4]{2520(575)} \right) = 10.55 \text{ cm}$$

$$d_{\min} = 10.55 \text{ cm}$$

$$H = 12.55 \text{ cm}$$



Nota: El d propuesto es mayor al d_{\min} , por lo tanto se acepta el peralte.

Dimensiones definitivas

$$d_{\min} = 11 \text{ cm}$$

$$H = 13 \text{ cm}$$



4.- Obtención de los coeficientes.

Los momentos flexionantes en losas perimetralmente apoyadas se calcularán con los coeficientes de la tabla 6.1 de las NTC si se satisfacen las siguientes limitaciones:

- Los tableros son aproximadamente rectangulares;
- La distribución de las cargas es aproximadamente uniforme en cada tablero;
- Los momentos flexionantes negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes difieren entre sí en una cantidad no mayor que 50 por ciento del menor de ellos; y
- La relación entre carga viva y muerta no es mayor de 2.5 para losas monolíticas con sus apoyos, ni mayor de 1.5 en otros casos.

(NTC – 04 Sección 6.3.3. Losas apoyadas en su perímetro).

$$m = \frac{\text{claro corto "a}_1\text{"}}{\text{claro largo "a}_2\text{"}}$$

Al obtener m , se utiliza la tabla 6.1 Coeficientes de momentos flexionante para tableros rectangulares.

Para valores intermedios de la relación, m , entre el claro corto, a_1 , y el claro largo a_2 , se interpolará linealmente.

5.- Cálculo de los momentos de diseño.

$$M_u = F_c (\text{coef} \times 10^{-4})(w)(a_1^2)$$

6.- Ajustes de momentos.

Cuando los momentos obtenidos en el borde común de dos tableros adyacentes sean diferentes se procederá hacer el ajuste de estos.

- Factor de rigidez: $k = \frac{d^3}{a_1}$

Donde:

d = El peralte de la losa

a = El lado corto del tablero.

- Factor de distribución: $f_d = \frac{k_i}{\Sigma(k_1 + k_2)}$
- Momento equilibrante: Se coloca el valor del momento último obtenido con la ecuación.
- Momento Desequilibrante: $M_d = M_{eq} \text{ tablero I} + M_{eq} \text{ Tablero II}$
- Momento Distribuido: $M_{dis} = -f_d \times M_d$
- Momento Ajustado: $M_{ajus} = M_{eq} + M_{dis}$



Coefficientes de momentos flexionantes para tableros rectangulares.

TABLERO	MOMENTO	CLARO	COEFICIE NTE	Mu (t - m)	Mu ajustado (t - m)	
TABLERO I	I	Negativo en bordes interiores	Corto	417.20	0.537	0.607
			Largo	414.70	0.534	0.419
	a1 (m) = 4.00	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000	
			Largo	0.00	0.000	
	a2 (m) = 4.50	Positivo	Corto	203.80	0.262	
			Largo	154.20	0.198	
m = 0.89						
w(ton/m²)= 0.575						
TABLERO II	II	Negativo en bordes interiores	Corto	412.00	0.671	0.556
			Largo	410.00	0.668	0.606
	a1 (m) = 4.50	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000	
			Largo	0.00	0.000	
	a2 (m) = 5.00	Positivo	Corto	199.00	0.324	
			Largo	154.00	0.251	
m = 0.90						
w(ton/m²) = 0.575						
TABLERO III	III	Negativo en bordes interiores	Corto	594.00	0.191	0.419
			Largo	431.00	0.138	0.153
	a1 (m) = 2.00	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000	
			Largo	0.00	0.000	
	a2 (m) = 4.00	Positivo	Corto	356.00	0.114	
			Largo	149.00	0.048	
m = 0.50						
w(ton/m²) = 0.575						
TABLERO VI	IV	Negativo en bordes interiores	Corto	518.10	0.167	0.311
			Largo	417.20	0.134	0.506
	a1 (m) = 2.00	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000	
			Largo	0.00	0.000	
	a2 (m) = 3.50	Positivo	Corto	289.6	0.093	
			Largo	276.15	0.089	
m = 0.57						
w(ton/m²) = 0.575						
TABLERO V	V	Negativo en bordes interiores	Corto	563.40	0.408	0.3179
			Largo	530.50	0.384	0.556
	a1 (m) = 3.00	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000	
			Largo	0.00	0.000	
	a2 (m) = 4.75	Positivo	Corto	337.20	0.244	
			Largo	161.50	0.117	
m = 0.63						
w(ton/m²) = 0.575						



TABLERO	MOMENTO	CLARO	COEFICIE NTE	Mu (t - m)	Mu ajustado (t - m)
TABLERO VI	Negativo en bordes interiores	Corto	563.50	0.227	0.312
		Largo	421.50	0.170	0.168
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000	
		Largo	0.00	0.000	
	Positivo	Corto	331.00	0.133	
		Largo	146.00	0.059	
VI					
TABLERO VIII	Negativo en bordes interiores	Corto	557.50	0.7181	0.5971
		Largo	489.50	0.6305	0.4292
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000	
		Largo	0.00	0.000	
	Positivo	Corto	504.50	0.6562	
		Largo	19.50	0.0251	
VII					
TABLERO VIII	Negativo en bordes interiores	Corto	1102.80	0.355	0.404
		Largo	566.60	0.182	0.318
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000	
		Largo	0.00	0.000	
	Positivo	Corto	730.40	0.235	
		Largo	194.60	0.062	
VIII					

6.1.- Cálculo del momento ajustado.

	0.537	0.668		0.534	0.191
	Tablero I	Tablero II		Tablero I	Tablero III
k	3.327	2.958	K	3.327	6.655
fd	0.529	0.471	fd	0.333	0.667
Me	0.537	-0.668	Me	0.534	-0.191
Mdesiquili	-0.131		Mdesiquili	0.343	
Mdist	0.069	0.061	Mdist	- 0.114	-0.228
Majus	0.606	-0.606	Majus	0.419	-0.419
	0.672	0.134		0.671	0.384
	Tablero II	Tablero IV		Tablero II	Tablero V
k	2.958	6.655	k	2.958	4.437
fd	0.307	0.692	fd	0.4	0.6
Me	0.671	-0.134	Me	0.672	-0.384
Mdesiquili	0.537		Mdesiquili	0.287	
Mdist	-0.165	-0.372	Mdist	-0.115	-0.172
Majus	0.506	-0.506	Majus	0.557	-0.557



0.138 0.167

	Tablero III	Tablero IV
k	6.655	6.655
fd	0.5	0.5
Me	0.138	-0.167
Mdesiquili	-0.028	
Mdist	0.014	0.014
Majus	0.153	-0.153

0.191 0.227

	Tablero III	Tablero VI
k	6.655	8.873
fd	0.428	0.571
Me	0.191	-0.227
Mdesiquili	0.036	
Mdist	-0.015	-0.209
Majus	0.207	-0.207

0.167 0.408

	Tablero IV	Tablero V
k	6.655	4.437
fd	0.6	0.4
Me	0.167	-0.408
Mdesiquili	-0.241	
Mdist	0.145	0.096
Majus	0.311	-0.311

0.134 0.182

	Tablero IV	Tablero VIII
k	6.655	6.655
fd	0.5	0.5
Me	0.134	-0.182
Mdesiquili	-0.048	
Mdist	0.024	0.024
Majus	0.158	-0.158

0.167 0.170

	Tablero IV	Tablero VI
k	6.655	8.873
fd	0.428	0.571
Me	0.167	-0.170
Mdesiquili	0.0036	
Mdist	-0.001	-0.002
Majus	0.168	-0.168

0.408 0.182

	Tablero V	Tablero VIII
k	4.437	6.655
fd	0.4	0.6
Me	0.408	-0.182
Mdesiquili	0.226	
Mdist	-0.090	-0.135
Majus	0.318	-0.318

0.630 0.227

	Tablero VII	Tablero VI
k	3.330	4.437
fd	0.5	0.5
Me	0.630	-0.227
Mdesiquili	0.402	
Mdist	-0.201	-0.201
Majus	0.429	-0.429

0.718 0.355

	Tablero VII	Tablero VIII
k	3.330	6.655
fd	0.33	0.6
Me	0.718	-0.355
Mdesiquili	0.363	
Mdist	-0.120	-0.242
Majus	0.597	-0.597



7.-Cálculo del acero requerido para la losa de Azotea.

7.1.-Diseño por flexión.

Nota: Las losas se diseñan por flexión tomando una flanja de 1 m de ancho.

$$f'c = 250.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 200.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 170.0 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$F.C. = 1.40$$

$$\text{Ancho } b = 100.0 \text{ cm}$$

$$FR (\text{flexión}) = 0.9$$

$$FR (\text{cortante}) = 0.8$$

7.1.1-Para Momentos Negativos.

Se toma el momento mayor, que en este caso corresponde al que se presenta en el lado largo del tablero II.

$$Mu = 0.606 \text{ ton-m}$$

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

$$A_s = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.606 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 11^2 \times 170}} \right] 100 \times 11$$

$$A_s = 1.48 \text{ cm}^2$$

7.1.2-Por temperatura.

$$A_{st} = \frac{600(x_1)}{fy(100 + x_1)} b$$

$$A_{st} = \frac{600(11)}{4200(100 + 11)} 100$$

$$A_{st} = 1.42 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se usará $A_s = 1.48 \text{ cm}^2$



7.2.-Separación de barras.

Usando barras del No.3

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

Donde:

a_0 = El área de varilla.

$$s = \frac{100 \times 0.71}{1.48}$$

$$s = 47.85 \text{ cm}$$

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

$$S_{\min} \text{ (cm)} = \left\{ \begin{array}{l} 6 \end{array} \right.$$

$$S_{\max} \text{ (cm)} = \left\{ \begin{array}{l} 38.5 \\ 50 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} s = 3.5 \times X_1 = 3.5 \times 11 = 38.5 \\ \text{Donde:} \\ X_1 = \text{Peralte de la losa.} \end{array}$$

Se usarán varillas del No. 3 @ 35 cm c.a.c.

7.3.-Para Momentos Positivo.

Se toma el momento mayor, que en este caso corresponde al que se presenta en el lado largo del tablero II.

$$M_u = 0.3244 \text{ ton-m}$$

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

$$A_s = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.324 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 11^2 \times 170}} \right] 100 \times 11$$

$$A_s = 0.79 \text{ cm}^2$$

7.3.1.-Por temperatura.

$$A_{s_t} = \frac{600 (x_1)}{f_y (100 + x_1)} b$$

$$A_{s_t} = \frac{600(11)}{4200(100 + 11)} 100$$

$$A_{s_t} = 1.42 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se usará $A_s = 1.42 \text{ cm}^2$



7.4.-Separación de barras.

Usando barras del No.3

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

Donde:

a_0 = El área de varilla.

$$s = \frac{100 \times 0.71}{1.42}$$

$s = 50.15 \text{ cm}$

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

$$S_{\min} (\text{cm}) = \left\{ \begin{array}{l} 6 \end{array} \right.$$

$$S_{\max} (\text{cm}) = \left\{ \begin{array}{l} 38.5 \\ 50 \end{array} \right.$$

Se usarán varillas del No. 3 @ 35 cm c.a.c.

8.-Revisión por cortante.

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

Se revisará el tablero II por ser el más desfavorable.

$a_1 = 4.50 \text{ m}$

$a_2 = 5.00 \text{ m}$

$$w = 0.575 \text{ ton/m}^2 \quad V = F \cdot c \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) w$$

$$V = 1.4 \left(\frac{4.50}{2} - 11 \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{4.50}{5.00} \right) 0.575 \times 10^5$$

$$V_u = 0.861 \text{ ton}$$

El V_u se incrementará 15 % por tener bordes continuos y discontinuos.

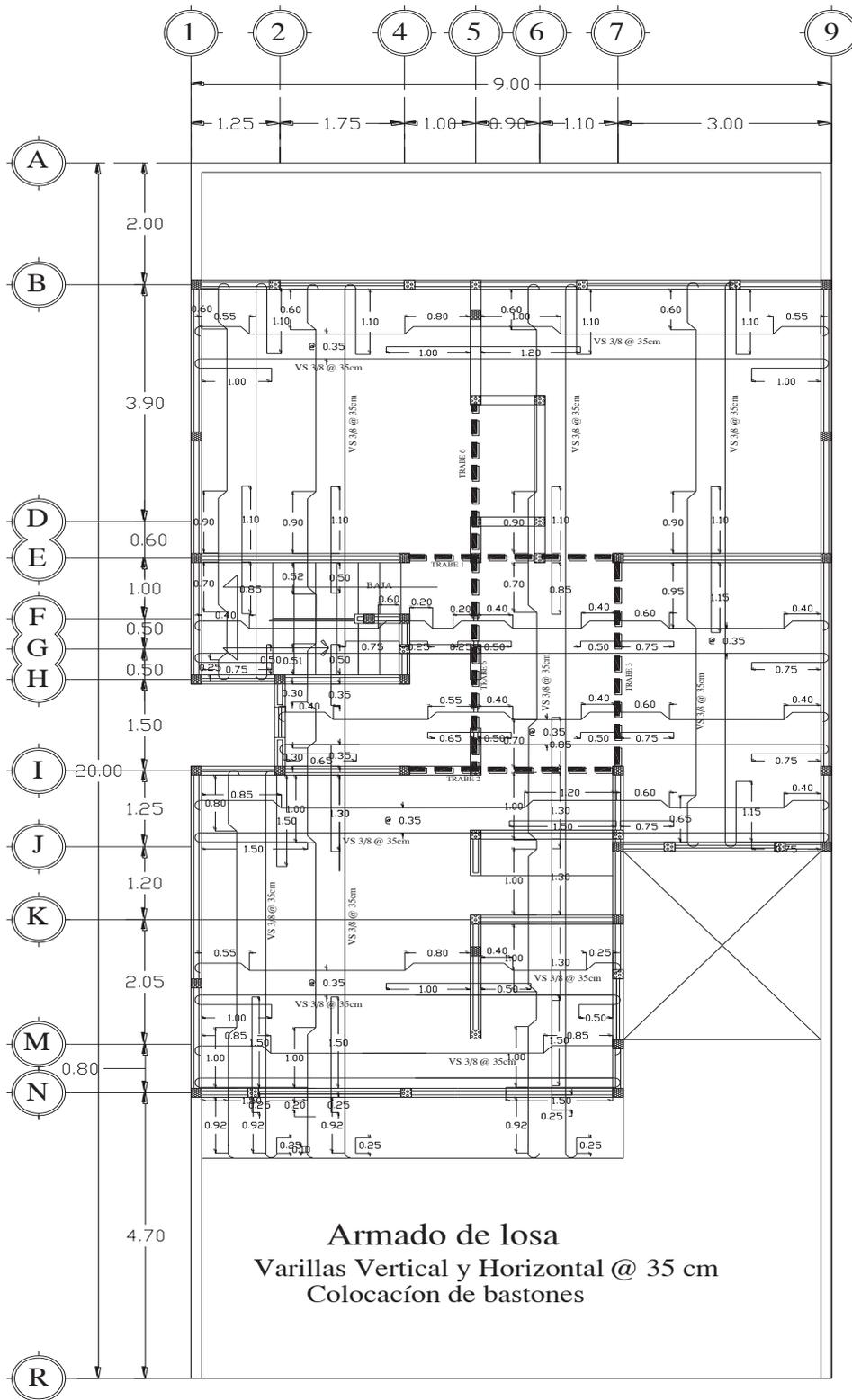
$$V_u = 990.552 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 0.5 F_r b d \sqrt{f^* c}$$

$$V_{cr} = 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 11 \sqrt{200}$$

$$V_{cr} = 6222.54 \text{ kg}$$

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



PLANTA ALTA

**ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSA DE ENTREPISO***1.-Análisis de cargas de la losa de entrepiso.*

MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL. (ton/m ³)	PESO TOTAL (ton/m ²)
ENLADRILLADO	0.02	-	0.035
MORTERO	0.03	2.10	0.063
LOSA	0.13	2.40	0.312
YESO	0.02	1.50	0.030
TOTAL =			0.440

CARGAS PERMANENTES		CARGAS PERMANENTES + ACCIDENTALES	
CARGAS MUERTAS	0.440 ton/m ²	CARGAS MUERTAS	0.440 ton/m ²
CARGAS ADICIONALES	0.040 ton/m ²	CARGAS ADICIONALES	0.040 ton/m ²
CARGA VIVAS	0.170 ton/m ²	CARGA VIVAS	0.090 ton/m ²
PESO =	0.650 ton/m²	PESO =	0.570 ton/m²

2.-Cálculo de peso de muros que descargan en la losa.

Nota: En los siguientes tableros se toma en cuenta el peso de los muros de carga y los muros divisorios que no tiene continuidad en la parte baja y que descargan directamente en la losa de entrepiso.

Tablero II

Área Tablero II= 18.38 m²

Muros Divisorios

Longitud m1 y m3= 1.8 m

Longitud m2= 2.6 m

Altura del muro= 2.7 m

Peso para un muro con acabado yeso - yeso= 0.225 ton/m²

Peso propio del muro 1 y 3= 1.09 ton

Peso propio del muro 2= 1.58 ton

W total muro 1 y 3= 1.09 ton

W total muro 2= 1.58 ton



Peso de muro por metro cuadrado:

$$W_m = \frac{W_m}{A_{\text{tablero}}} Fm$$

Factores correspondientes a cada muro:

$$a1 = 4.00 \text{ m}$$

$$a2 = 5.00 \text{ m}$$

Paralelo al lado corto

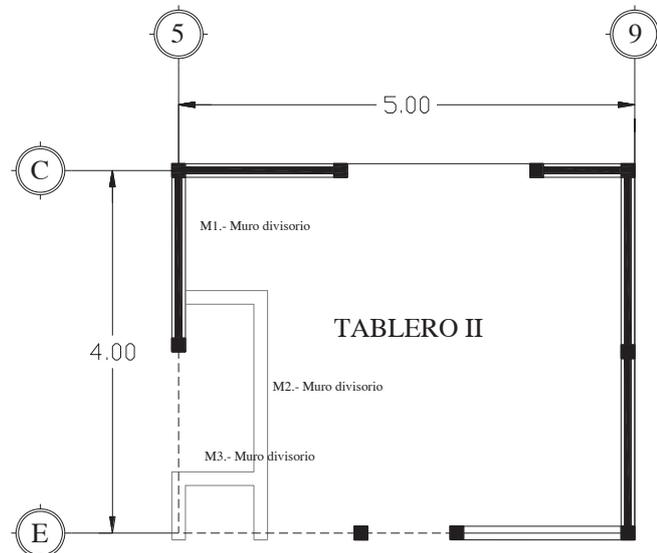
$$FM \text{ corto} = 1.5$$

Paralelo al lado largo

$$FM \text{ largo} = 1.7$$

$$W_{m1} \text{ y } 3 = 0.101 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{m2} = 0.129 \text{ ton/m}^2$$



Por lo tanto la carga total en el tablero II será:

$$W_{II} = W_{\text{LOSA}} + W_{m1} + W_{m2} + W_{m3}$$

$$W_{II} = 0.880 \text{ ton/m}^2$$

Tablero III

$$\text{Área tablero III} = 13.11 \text{ m}^2$$

Muro de Carga

Muro 6

$$\text{Área tributaria } m6 = 0.81 \text{ m}$$

$$\text{Longitud } m6 = 0.58 \text{ m}$$

Muro 9

$$\text{Área tributaria } m9 = 0.81 \text{ m}$$

$$\text{Longitud } m9 = 0.85 \text{ m}$$

Muro 10

$$\text{Área tributaria } m10 = 0.88 \text{ m}$$

$$\text{Longitud } m10 = 0.78 \text{ m}$$

Muro 12

$$\text{Área tributaria } m12 = 1.00 \text{ m}$$

$$\text{Longitud } m12 = 0.20 \text{ m}$$



Muros divisorios

Longitud m5= 1.00 m

Longitud m11= 1.85 m

Altura del muro= 2.7 m

Peso para un muro con acabado azulejo - yeso= 0.280 ton/m²

Peso para un muro con acabado yeso - yeso= 0.225 ton/m²

W losa de azotea x área tributaria 6= 0.465 ton

W losa de azotea x área tributaria 9= 0.465 ton

W losa de azotea x área tributaria 10= 0.506 ton

W losa de azotea x área tributaria 12= 0.575 ton

Peso propio del muro 6= 0.44 ton

Peso propio del muro 9= 0.64 ton

Peso propio del muro 10= 0.59 ton

Peso propio del muro 12= 0.12 ton

Peso propio del muro 5= 0.76 ton

Peso propio del muro 11= 1.12 ton

W total muro 6= 0.90 ton

W total muro 9= 1.11 ton

W total muro 10= 1.10 ton

W total muro 12= 0.70 ton

W total muro 5= 0.76 ton

W total muro 11= 1.12 ton

Peso de muro por metro cuadrado

$$W_m = \frac{W_m}{A_{\text{tablero}}} Fm$$

Factores correspondientes a cada muro

a1= 3.00 m

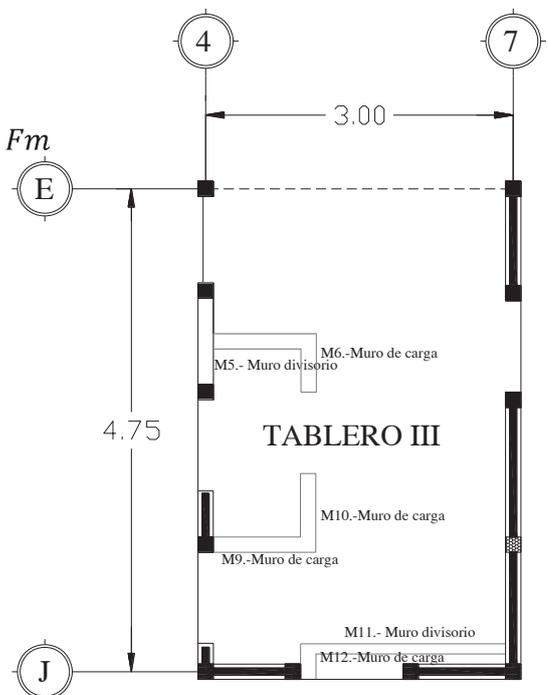
a2= 4.75 m

Paralelo al lado corto

FM corto= 1.3887

Paralelo al lado largo

Mlargo= 1.739948





- $W_{m6} = 0.095 \text{ ton/m}^2$
- $W_{m9} = 0.147 \text{ ton/m}^2$
- $W_{m10} = 0.116 \text{ ton/m}^2$
- $W_{m12} = 0.073 \text{ ton/m}^2$
- $W_{m5} = 0.100 \text{ ton/m}^2$
- $W_{m11} = 0.119 \text{ ton/m}^2$

Por lo tanto la carga total en el tablero III será:

$$W_{III} = W_{LOSA} + W_{M5} + W_{M6} + W_{M9} + W_{M10} + W_{M11} + W_{M12}$$

$$W_{III} = 1.302 \text{ ton/m}^2$$

Tablero V

$$\text{Área tablero V} = 6.41 \text{ m}^2$$

En este tablero tenemos el tinaco y el peso de la losa es de 1.28 ton/m^2

Muro 7

$$\text{Área tributaria } m7 = 0.20 \text{ m}$$

$$\text{Longitud } m7 = 0.75 \text{ m}$$

Muro 8

$$\text{Área tributaria } m8 = 0.26 \text{ m}$$

$$\text{Longitud } m8 = 0.75 \text{ m}$$

$$\text{Altura del muro} = 2.7 \text{ m}$$

Peso para un muro con acabado azulejo - mortero = 0.287 ton/m^2

$$W_{\text{losa de azotea}} \times \text{área tributaria } 7 = 0.115 \text{ ton}$$

$$W_{\text{losa de azotea}} \times \text{área tributaria } 8 = 0.149 \text{ ton}$$

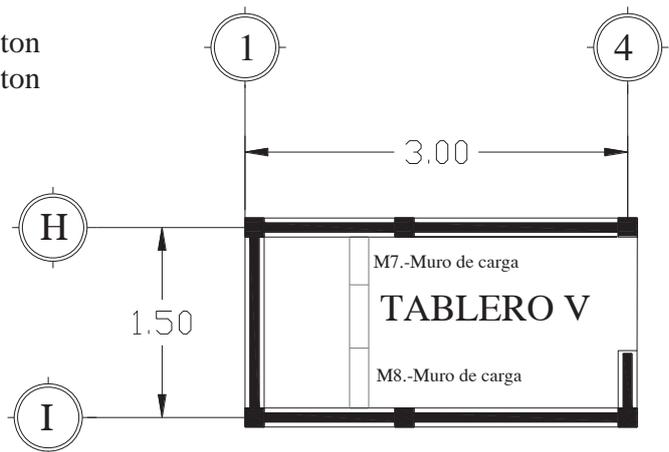
$$\text{Peso propio del muro } 7 = 0.29 \text{ ton}$$

$$\text{Peso propio del muro } 8 = 0.36 \text{ ton}$$

$$W_{\text{total muro } 7} = 0.70 \text{ ton}$$

$$W_{\text{total muro } 8} = 0.73 \text{ ton}$$

Peso de un muro por metro cuadrado



$$W_m = \frac{W_m}{A_{\text{tablero}}} Fm$$



Factores correspondientes a cada muro

$$a1 = 1.50 \text{ m}$$

$$a2 = 3.00 \text{ m}$$

Paralelo al lado corto

$$Fm \text{ corto} = 1.300$$

$$Wm7 = 0.083 \text{ ton/m}^2$$

$$Wm8 = 0.104 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto la carga total en el tablero v será:

$$Wv = W_{LOSA} + W_{M7} + W_{M8}$$

$$Wv = 1.471 \text{ ton/m}^2$$

Tablero VII

$$\text{Área tablero VII} = 6.41 \text{ m}^2$$

Muro de Carga

Muro 12a

$$\text{Área tributaria m12a} = 1.84 \text{ m}$$

$$\text{Longitud m12a} = 0.4 \text{ m}$$

Muro 14a

$$\text{Área tributaria m14a} = 4.26 \text{ m}$$

$$\text{Longitud m14a} = 1.20 \text{ m}$$

Muro Divisorio

$$\text{Longitud m13} = 1.85 \text{ m}$$

$$\text{Altura del muro} = 2.7 \text{ m}$$

$$\text{Peso para un muro con acabado yeso - yeso} = 0.225 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Peso para un muro con acabado azulejo - yeso} = 0.280 \text{ ton/m}^2$$

$$W \text{ losa de azotea } \times \text{área tributaria 12a} = 1.058 \text{ ton}$$

$$W \text{ losa de azotea } \times \text{área tributaria 14a} = 2.449 \text{ ton}$$

$$\text{Peso propio del muro 12a} = 0.24 \text{ ton}$$

$$\text{Peso propio del muro 14a} = 0.91 \text{ ton}$$

$$\text{Peso propio del muro 13} = 1.40 \text{ ton}$$

$$W \text{ total muro 12a} = 1.30 \text{ ton}$$

$$W \text{ total muro 14a} = 3.36 \text{ ton}$$

$$W \text{ total muro 13} = 1.40 \text{ ton}$$



Peso de un muro por metro cuadrado

$$W_m = \frac{W_m}{A_{\text{tablero}}} Fm$$

Factores correspondientes a cada muro

$$a1 = 2.25 \text{ m}$$
$$a2 = 3.00 \text{ m}$$

Paralelo al lado corto

$$FM \text{ corto} = 1.467$$

Paralelo al lado largo

$$Fm \text{ largo} = 1.783$$

$$W_{m12a} = 0.297 \text{ ton/m}^2$$
$$W_{m14a} = 0.768 \text{ ton/m}^2$$
$$W_{m13} = 0.389 \text{ ton/m}^2$$



Por lo tanto la carga total en el tablero VII será:

$$W_{VII} = W_{LOSA} + W_{M12A} + W_{M13} + W_{M14A}$$

$$W_{VII} = 2.105 \text{ ton/m}^2$$

Tablero VIII

$$\text{Área tablero VIII} = 9.53 \text{ m}^2$$

Muro de carga
Muro 14

$$\text{Área tributaria m14} = 2.3 \text{ m}$$
$$\text{Longitud m14} = 0.84 \text{ m}$$
$$\text{Altura del muro} = 2.7 \text{ m}$$

Peso para un muro con acabado azulejo - yeso = 0.280 ton/m²

$$W \text{ losa de azotea } \times \text{área tributaria} = 1.322 \text{ ton}$$

$$\text{Peso propio del muro} = 0.64 \text{ ton}$$

$$W \text{ total muro 14} = 1.96 \text{ ton}$$



Peso de un muro por metro cuadrado

$$W_m = \frac{W_m}{A_{\text{tablero}}} F_m$$

Factores correspondientes a cada muro

$$a_1 = 1.80 \text{ m}$$

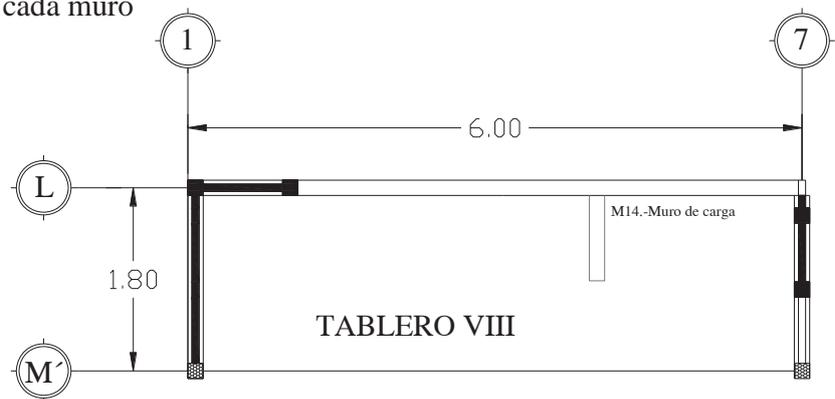
$$a_2 = 6.00 \text{ m}$$

Paralelo al lado corto

$$F_m \text{ corto} = 1.3$$

Paralelo al lado largo

$$F_m \text{ largo} = 1.8$$



$$W_{m14} = 0.267 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto la carga total en el tablero VIII será:

$$W_{\text{VIII}} = W_{\text{LOSA}} + W_{\text{M14}}$$

$$W_{\text{VIII}} = 0.917 \text{ ton/m}^2$$

3.-Diseño de la losa de Entrepiso.

3.1.-Revisión del Peralte Mínimo

Datos de diseño.

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

$$f''_c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\text{Recubrimiento} = 2.0 \text{ cm}$$

Condiciones

$$W_{\text{losa}} = 0.880 \text{ ton/m}^2$$

$$f_s = 2520 \text{ kg/m}^2$$

Por lo tanto la ecuación para calcular el peralte mínimo será la siguiente (clase I).

$$d_{\text{min}} = \frac{\text{Perimetro}}{250} (0.032^4 \sqrt{f_{sw}})$$

Se propuso $h = 13 \text{ cm}$, por lo tanto $d = 11 \text{ cm}$, y debe ser mayor o igual al $d_{\text{mín}}$, en este cálculo manejaremos concreto clase I.



Se tomara el **Tablero II** que es el más desfavorable.

$$\text{Perímetro} = (5+4) + 1.5 \times (5+4) = 2250 \text{ cm}$$

$$d_{\min} = \frac{2250}{250} \left(0.032 \sqrt[4]{2520(880)} \right) = 11.11 \text{ cm}$$

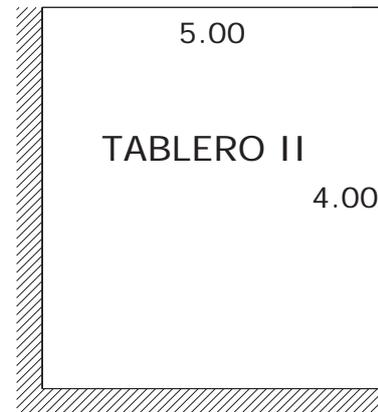
$$d_{\min} = 11.11 \text{ cm}$$

$$H = 13.11 \text{ cm}$$

Dimensiones definitivas

$$d_{\min} = 11.11 \approx 11.0 \text{ cm}$$

$$H = 13 \text{ cm}$$





Coefficientes de momentos flexionantes para tablero rectangulares

TABLERO	MOMENTO	CLARO	COEFICIE NTE	Mu (t - m)	Mu ajustado (t - m)
TABLERO I 	I Negativo en bordes interiores	Corto	364.00	0.530	0.603
		Largo	364.00	0.530	0.715
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000	
		Largo	0.00	0.000	
	Positivo	Corto	153.00	0.222	
		Largo	153.00	0.222	
TABLERO II 	II Negativo en bordes interiores	Corto	464.00	0.914	0.823
		Largo	457.00	0.900	0.715
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000	
		Largo	0.00	0.000	
	Positivo	Corto	247.00	0.486	
		Largo	156.00	0.307	
TABLERO III 	III Negativo en bordes interiores	Corto	480.00	0.787	0.490
		Largo	404.80	0.701	0.807
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000	
		Largo	0.00	0.000	
	Positivo	Corto	264.00	0.433	
		Largo	137.80	0.226	
TABLERO IV 	IV Negativo en bordes interiores	Corto	432.80	0.354	0.592
		Largo	428.80	0.351	0.673
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000	
		Largo	0.00	0.000	
	Positivo	Corto	218.2	0.178	
		Largo	154.8	0.178	
TABLERO V 	V Negativo en bordes interiores	Corto	653.00	0.213	0.289
		Largo	564.00	0.184	0.615
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000	
		Largo	0.00	0.000	
	Positivo	Corto	416.00	0.135	
		Largo	168.00	0.055	



TABLERO	MOMENTO	CLARO	COEFICIENTE	Mu (t - m)	Mu ajustado (t - m)
TABLERO VI	Negativo en bordes interiores	Corto	386.40	0.316	0.508
		Largo	400.80	0.328	0.423
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000	
		Largo	0.00	0.000	
	Positivo	Corto	192.20	0.157	
		Largo	145.40	0.119	
TABLERO VII	Negativo en bordes interiores	Corto	454.50	0.678	0.593
		Largo	380.50	0.567	0.424
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000	
		Largo	0.00	0.000	
	Positivo	Corto	240.00	0.358	
		Largo	138.50	0.206	
TABLERO VIII	Negativo en bordes interiores	Corto	521.28	0.524	0.423
		Largo	572.94	0.576	0.579
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0.000	0.000	
		Largo	0.000	0.000	
	Positivo	Corto	445.76	0.448	
		Largo	682.40	0.686	
TABLERO IX	Negativo en bordes interiores	Corto	0.00	0.000	
		Largo	710.00	0.581	0.579
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000	
		Largo	0.00	0.000	
	Positivo	Corto	590.00	0.483	
		Largo	540.50	0.442	

4.-Cálculo del momento ajustado.

	Tablero I	Tablero II	Tablero I	Tablero III
k	3.327	3.327	3.327	4.437
fd	0.5	0.5	0.428	0.571
Me	0.530	-0.900	0.530	-0.664
Mdesiquili		-0.371		-0.134
Mdist	0.185	0.185	0.057	0.076
Majus	0.715	-0.715	0.587	-0.587



0.914 0.664

	Tablero II	Tablero III
k	3.3275	4.437
fd	0.428	0.571
Me	0.914	-0.664
Mdesiquili	0.250	
Mdist	-0.107	-0.143
Majus	0.807	-0.807

0.914 0.351

	Tablero II	Tablero IV
k	3.327	4.437
fd	0.428	0.571
Me	0.914	-0.351
Mdesiquili	0.563	
Mdist	-0.241	-0.322
Majus	0.673	-0.673

0.787 0.354

	Tablero III	Tablero IV
k	4.437	4.437
fd	0.5	0.5
Me	0.787	-0.354
Mdesiquili	0.433	
Mdist	-0.216	-0.216
Majus	0.571	-0.571

0.787 0.184

	Tablero III	Tablero V
k	4.437	8.873
fd	0.333	0.667
Me	0.787	-0.184
Mdesiquili	0.526	
Mdist	-0.175	-0.350
Majus	0.612	-0.612

0.664 0.316

	Tablero III	Tablero VI
k	4.437	4.437
fd	0.5	0.5
Me	0.664	-0.316
Mdesiquili	0.347	
Mdist	-0.173	-0.173
Majus	0.490	-0.490

0.664 0.678

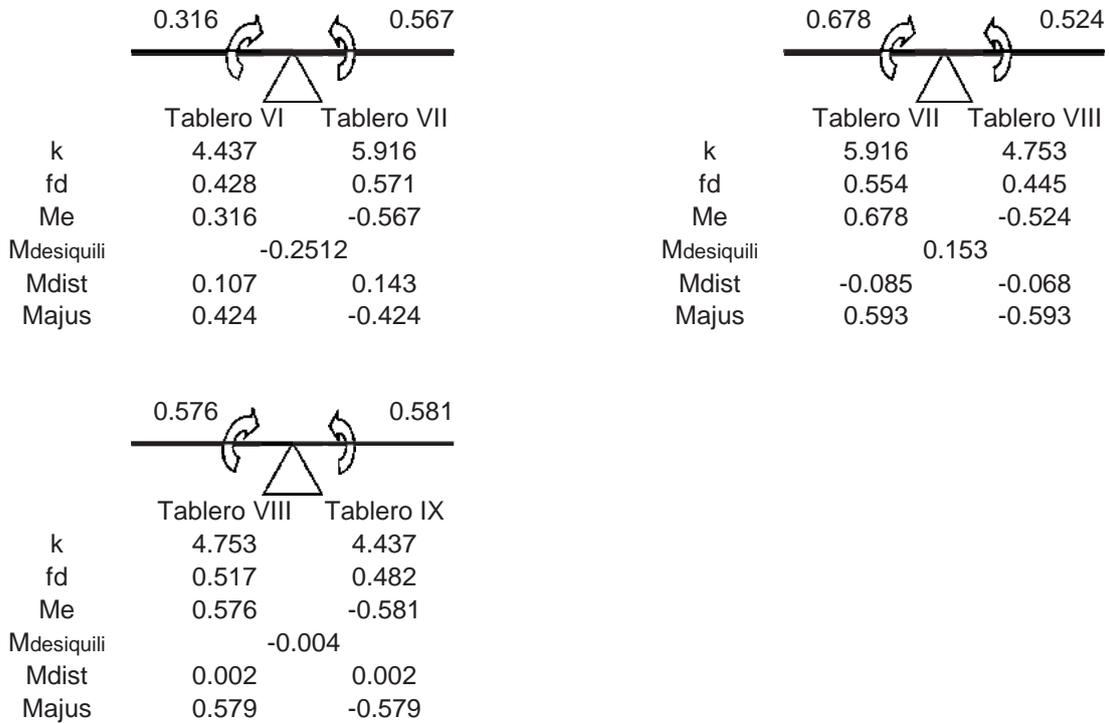
	Tablero III	Tablero VII
k	4.437	5.916
fd	0.428	0.571
Me	0.664	-0.678
Mdesiquili	0.013	
Mdist	-0.006	-0.008
Majus	0.670	-0.670

0.213 0.328

	Tablero V	Tablero VI
k	8.873	4.437
fd	0.667	0.333
Me	0.213	-0.328
Mdesiquili	-0.115	
Mdist	0.076	0.038
Majus	0.289	-0.289

0.328 0.524

	Tablero VI	Tablero VIII
k	4.437	4.753
fd	0.482	0.517
Me	0.328	-0.524
Mdesiquili	-0.196	
Mdist	0.094	0.101
Majus	0.423	-0.423



5.- Diseño por flexión.

$f'c = 250.0 \text{ kg/cm}^2$

$f^*c = 200.0 \text{ kg/cm}^2$

$f''c = 170.0 \text{ kg/cm}^2$

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

F.C. = 1.40

Ancho $b = 100.0 \text{ cm}$

$F_R (\text{flexión}) = 0.9$

$F_R (\text{cortante}) = 0.8$

5.1.-Para Momentos Negativos.

Se toma el momento mayor, que en este caso corresponde al que se presenta en el lado largo del tablero II.



$M_u = 0.823 \text{ ton-m}$

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

$$A_s = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.823 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 11^2 \times 170}} \right] 100 \times 11$$

$A_s = 2.03 \text{ cm}^2$

5.1.1.-Por temperatura

$$A_{s_t} = \frac{600 (x_1)}{f_y (100 + x_1)} b$$

$$A_{s_t} = \frac{600(11)}{4200(100 + 11)} 100$$

$A_{s_t} = 1.42 \text{ cm}^2$

Por lo tanto se usará $A_s = 2.03 \text{ cm}^2$

5.2.-Separación de barras.

Usando barras del No.3

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

Donde:

a_o = El área de varilla.

$$s = \frac{100 \times 0.71}{2.03}$$

$s = 35.03 \text{ cm}$

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

$$S_{\min} (\text{cm}) = \left\{ \begin{array}{l} 6 \end{array} \right.$$

$$S_{\max} (\text{cm}) = \left\{ \begin{array}{l} 38.5 \\ 50 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} s = 3.5 \times X_1 = 3.5 \times 11 = 38.5 \\ \text{Donde:} \\ X_1 = \text{Peralte de la losa.} \end{array}$$

Se usarán varillas del No. 3 @ 35 cm c.a.c.



5.3.-Para Momentos Positivo.

Se toma el momento mayor, que en este caso corresponde al que se presenta en el lado largo del tablero VIII.

$$Mu = 0.686 \text{ ton-m}$$

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

$$A_s = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.686 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 11^2 \times 170}} \right] 100 \times 11$$

$$A_s = 1.68 \text{ cm}^2$$

5.3.1.-Por temperatura

$$A_{s_t} = \frac{600 (x_1)}{f_y (100 + x_1)} b$$

$$A_{s_t} = \frac{600(11)}{4200(100 + 11)} 100$$

$$A_{s_t} = 1.42 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se usará $A_s = 1.68 \text{ cm}^2$

5.4.- Separación de barras.

Usando barras del No.3

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

Donde:

a_o = El área de varilla.

$$s = \frac{100 \times 0.71}{2.03}$$

$$s = 42.17 \text{ cm}$$

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

$$S_{\min} (\text{cm}) = \left\{ \begin{array}{l} 6 \end{array} \right.$$

$$S_{\max} (\text{cm}) = \left\{ \begin{array}{l} 38.5 \\ 50 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} s = 3.5 \times X_1 = 3.5 \times 11 = 38.5 \\ \text{Donde:} \\ X_1 = \text{Peralte de la losa.} \end{array}$$

Se usarán varillas del No. 3 @ 35 cm c.a.c.

**6.-Revisión por cortante.**

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

Se revisará el tablero II por ser el más desfavorable.

$a_1 = 4.00$ m

$a_2 = 5.00$ m

$w = 0.880$ ton/m²

F_R (cortante) = 0.80

$$V = F.c. \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) w$$

$$V = 1.4 \left(\frac{400}{2} - 11 \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{400}{500} \right) 0.880 \times 10^5 = 1.280 \text{ ton}$$

El V_u se incrementará 15 % por tener bordes continuos y discontinuos.

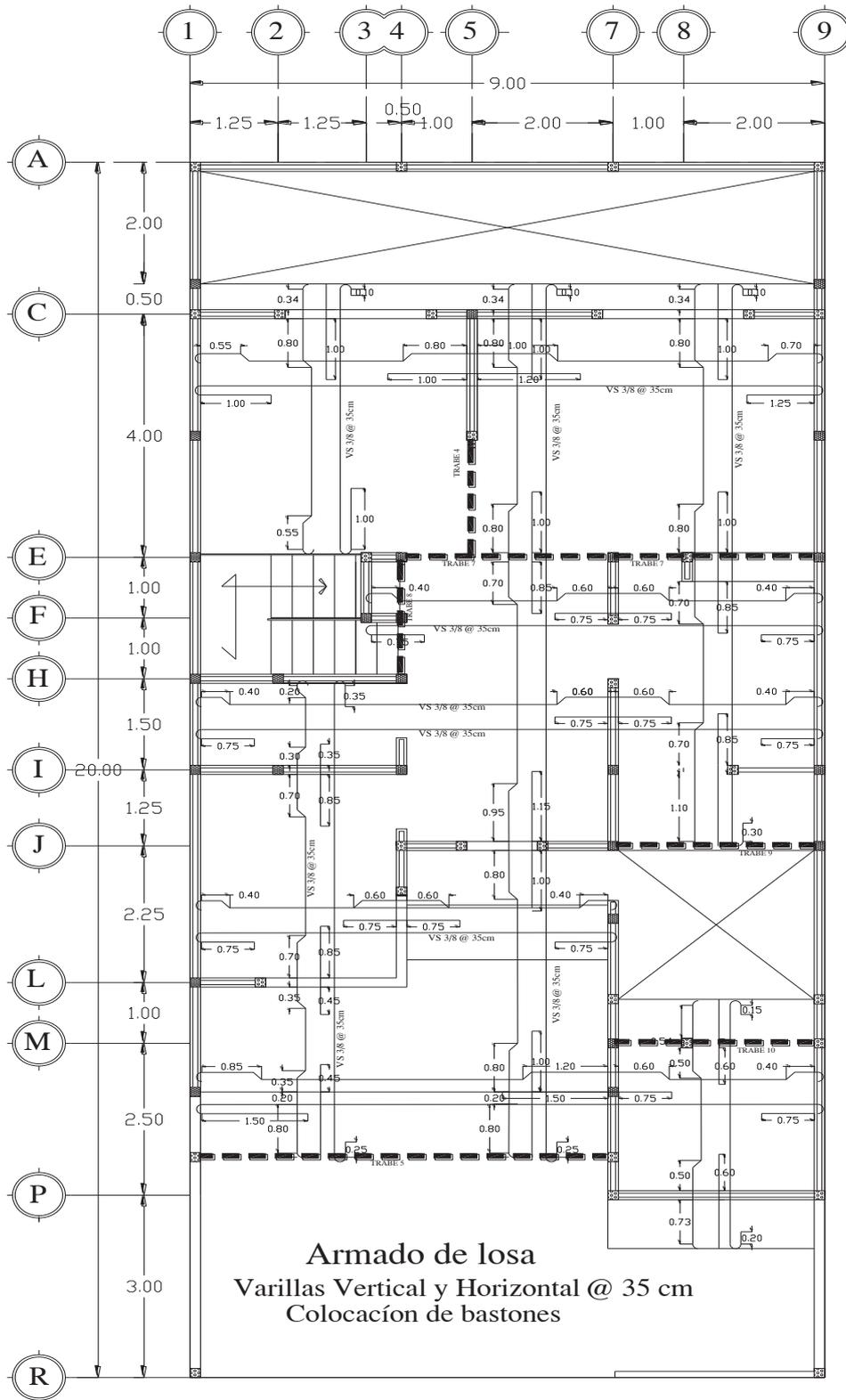
$$V_u = 1472.836 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 0.5 F_{rb} d \sqrt{f^* c}$$

$$V_{cr} = 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 11 \sqrt{200}$$

$$V_{cr} = 6222.54 \text{ kg}$$

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



PLANTA BAJA



CAPÍTULO IV

TRABES

Las trabes o vigas son elementos estructurales que por lo general trabajan a flexión acompañada de fuerza cortante. Pueden recibir cargas de forma uniforme, puntual o irregular y la transmiten a las columnas o castillos. Las trabes pueden tener uno o varios tramos, y por este motivo son llamadas trabes de un claro o trabes continuas.

Existen diferentes tipos de vigas entre las cuales destacan:

➤ **Vigas simplemente apoyadas.**

Tienen soportes cerca de sus extremos que la restringen sólo en su movimiento vertical. Los extremos de la viga pueden girar libremente.

➤ **Vigas en voladizo.**

Tienen soporte sólo en un extremo. El soporte proporciona restricción contra giros, movimientos verticales y horizontales. A este soporte se le llama empotramiento.

➤ **Vigas doblemente empotradas.**

Tienen sus dos extremos fijos. En ninguno de sus extremos puede ocurrir rotación o movimiento vertical, pero en la realidad nunca se logra un empotramiento perfecto.

Cuando a una trabe de concreto reforzado se le aplica la carga máxima, la falla se puede presentar de diferentes formas, lo cual está determinado por la cantidad de acero longitudinal que tenga, presentándose 3 casos.

1).- Vigas subreforzadas.

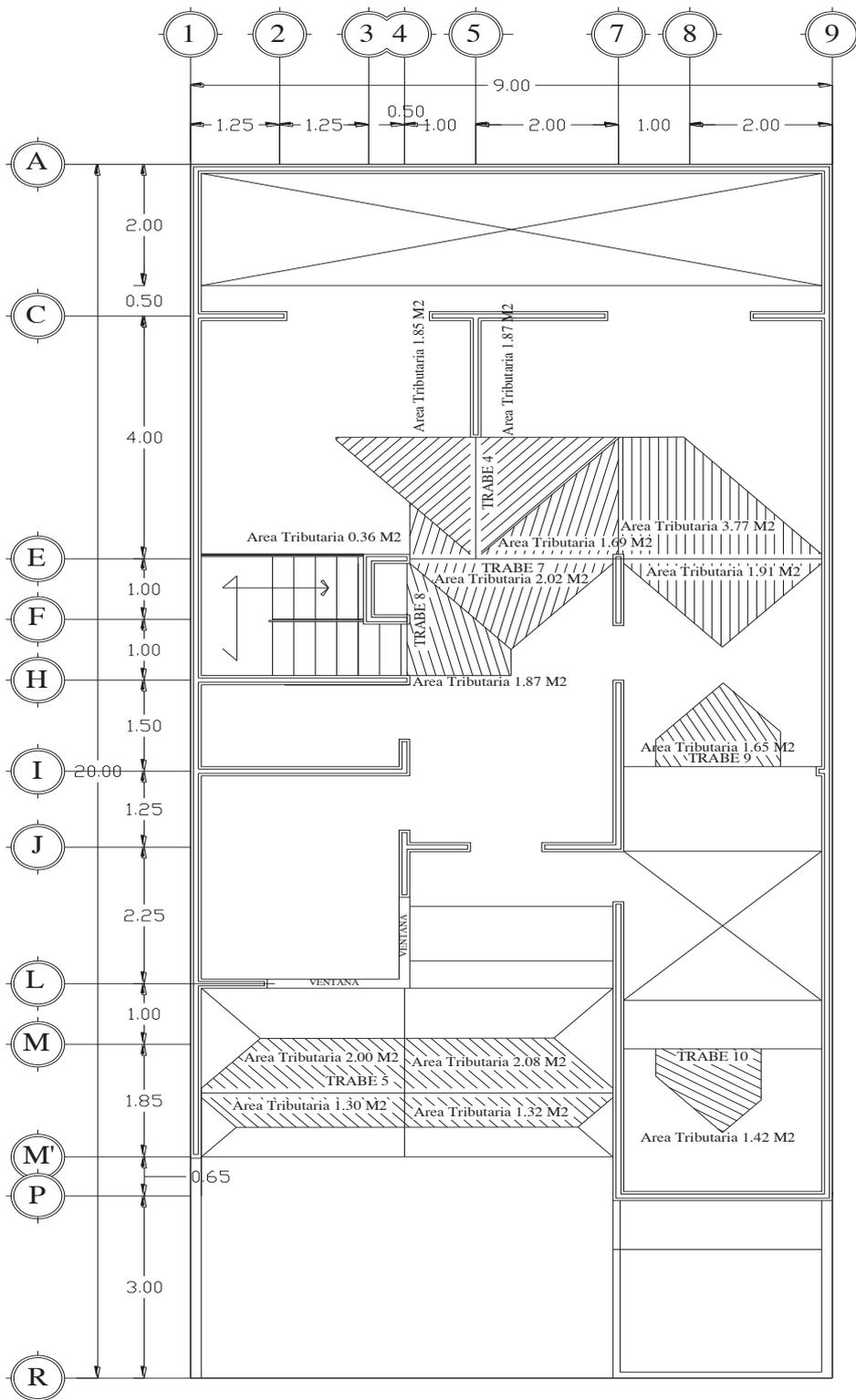
La cantidad de acero longitudinal es pequeña, por lo tanto fluye. Se producen deflexiones considerables antes de alcanzar el colapso. Apareciendo grietas importantes en la zona de tensión.

2).- Vigas sobrerreforzadas.

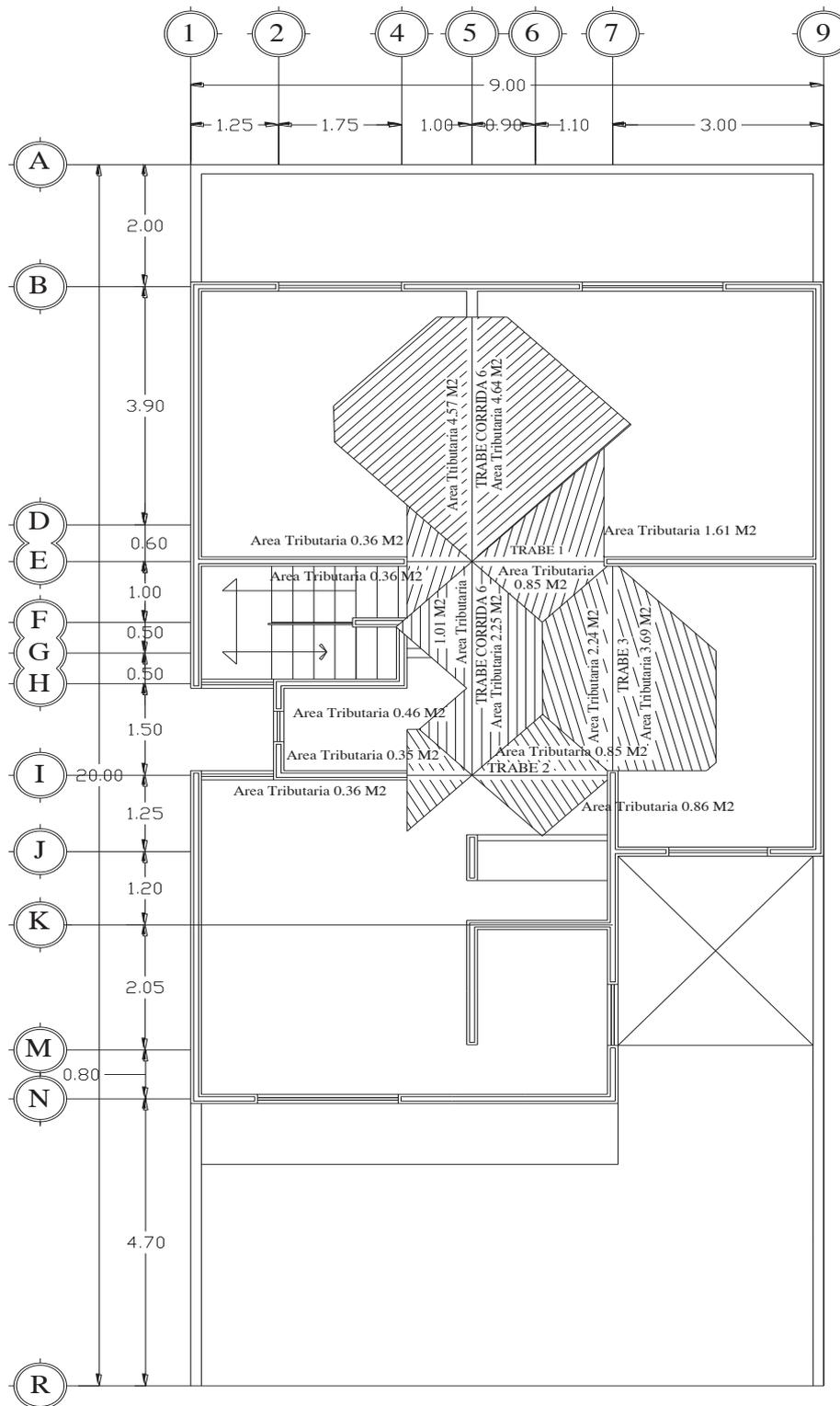
La cantidad de acero a tensión es grande y en consecuencia no fluye, la zona de aplastamiento del concreto a compresión es mayor que en el caso anterior y las grietas en la zona de tensión son menores. El elemento falla por aplastamiento del concreto y se presenta una falla frágil.

3).- Viga con sección balanceada

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



PLANTA BAJA



PLANTA ALTA



DISEÑO DE TRABES PLANTA ALTA

Trabe t-1 B – D

Las cargas que actúan sobre la trabe son:

Peso de la losa
 Peso propio de la trabe
 Descarga en trabe

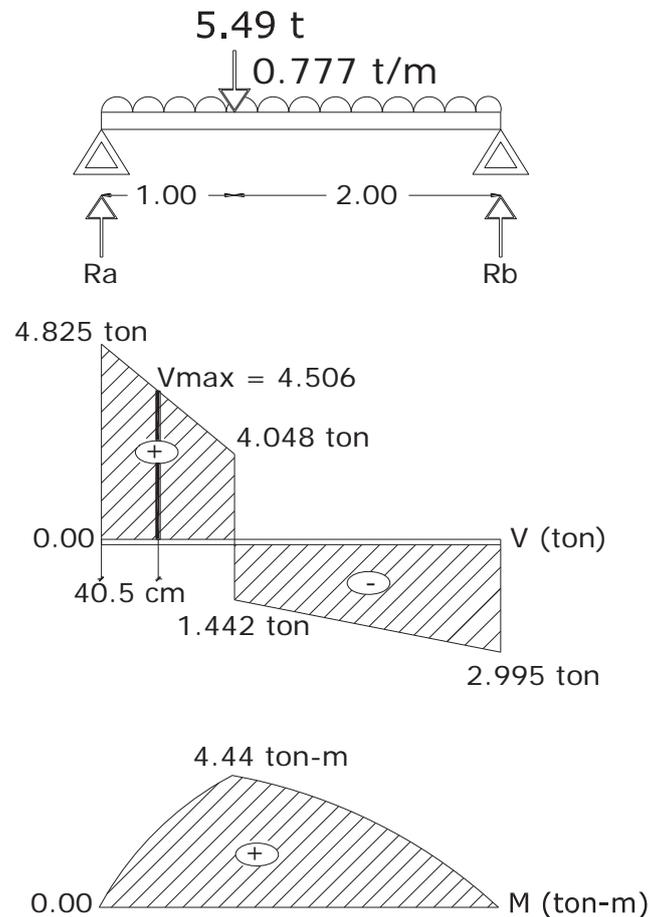
1.-Losa de azotea.

Área tributaria de la losa= 3.18 m²
 Peso losa azotea= 0.575 ton/m²
 W_{azotea}= 1.828 ton/m²
 Longitud del tramo= 3.00 m
 Descarga por metro lineal= 0.610 ton/m
 Peso propio de la trabe= 0.1680 ton/m

2.-Diseño por flexión.

2.1.-Cálculo de cortantes y momentos.

h= 35 cm
 b= 20 cm
 d= 33 cm
 Peso trabe= 0.777 ton/m
 Longitud= 3.00 m
 Ra= 4.825 ton
 Rb= 2.995 ton
 M_{máx}= 4.440 ton - m
 Mu= 6.216 ton - m
 V_{máx}= 4.506 ton
 Vu= 6.308 ton



2.2.-Constantes de diseño.

f_y= 4200 kg/m²
 f'_c= 250.00 kg/m²
 f*c= 200.00 kg/m²
 f''_c= 170.00 kg/m²

$$\rho = \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f'_c}} \right] = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 6.216 \times 10^5}{0.9 \times 20 \times 33^2 \times 170}} \right]$$

$$\rho = 0.0084$$

**2.3.-Comparando con ρ_{\min} y ρ_{\max} .**

$$\rho_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} = 0.0026$$

$$\rho_{\max} = \frac{f'c}{f_y} \times \frac{6000 (B_1)}{(f_y + 6000)} = \frac{170}{4200} \times \frac{6000(0.85)}{(4200 + 6000)} = 0.0202$$

Donde:

$$B_1 = 0.85 \text{ si } f'c < 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \times \rho_{\max} = 0.75 \times 0.0202 = 0.0151$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$
$$0.0026 < 0.0084 < 0.0151$$

Por lo tanto se acepta

$$A_s = \rho b d = 0.0084 \times 20 \times 33 = 5.54 \text{ cm}^2$$

Nota: Debido a que no se presenta momento negativo se usará el área de acero mínimo.

Se usarán 2 varillas del No.6 en la parte inferior y en la parte superior 2 varillas del No. 4.

Disposiciones complementarias para elementos estructurales comunes.

En toda sección se dispondrá de refuerzo tanto en el lecho inferior como en el superior. En cada lecho el área de refuerzo no será menor que la obtenida y constará de por lo menos dos barras corridas de 12.7mm de diámetro (número 4).

(NTC – 04 Sección 6.1).

3.-Diseño por Cortante.

Se toma como V_{\max} el que se presenta a una distancia de un peralte efectivo a partir del paño del apoyo donde se presenta el valor mayor en el diagrama. (Sección crítica)

$$V_d = 4506.0 \text{ kg}$$

$$V_u = 6308.4 \text{ kg}$$

En ningún caso se permitirá que V_u sea superior a:

(NTC-04. Secc. 2.5.2.4. Limitación para V_u).

$$2.5 F_r b d \sqrt{f'c} = 2.5 \times 0.8 \times 20 \times 33 \sqrt{200}$$

$$V_u < 18667.61902$$

Se cumple con lo mencionado en el reglamento.



En vigas con relación claro a peralte total, L/h , no menor que 5, la fuerza cortante que tomara el concreto V_{CR} , se calculará con el criterio siguiente según las formulas (2.19 y 2.20 de las NTC-04 - Concreto)

$$\text{Si } \% < 0.015 \quad V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f * c} \quad \text{Caso I}$$

$$\text{Si } \% \geq 0.015 \quad V_{CR} = F_R b d \sqrt{f * c} \quad \text{Caso II}$$

Se manejará el área de acero con que está trabajando la sección.

$$A_{Sreal} = 5.70 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{real} = \frac{A_{Sreal}}{bd} = \frac{5.70}{20 \times 33} = 0.0086$$

Por lo tanto el resultado del porcentaje real de acero es menor que 0.015 y se usará la fórmula del caso I.

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f * c} = 0.8 \times 20 \times 33 (0.2 + 20 \times 0.0086) \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 2783.17 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} V_{CR} &< V_u \\ 2783.17 &< 6308.4 \end{aligned}$$

Se requiere colocar refuerzo por tensión diagonal.

Cortante que resistirán los estribos

$$\begin{aligned} V_{sr} &= V_{CR} - V_u \\ V_{sr} &= 2783.17 - 6308.4 = 3525.23 \text{ kg} \end{aligned}$$

Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 7.9 mm (numero 2.5), cuya separación no excederá de medio peralte efectivo, $d/2$.

$$A_v = 0.98 \text{ cm}^2$$

Cuando V_u sea mayor que V_{CR} , la separación, s , del refuerzo por tensión diagonal requerido se determinará con:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\text{sen } \theta + \text{cos } \theta)}{V_{SR}} = \frac{0.8 \times 0.98 \times 4200 \times 33 \times 1}{3525.23}$$

$$s = 30.82 \text{ cm}$$

s = La separación para este caso será la máxima permisible



Comparando con $S_{mín}$ y $S_{máx}$.

La separación, s , no debe ser menor de 60 mm.

$$S_{mín} = 6.00 \text{ cm}$$

Si V_u es mayor que V_{CR} pero menor o igual que

$$1.5 F_R b d \sqrt{f * c} \quad \text{Caso I}$$

La separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.5d.

Si V_u es mayor que:

$$1.5 F_R b d \sqrt{f * c} \quad \text{Caso II}$$

La separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que .25d.

$$1.5 F_R b d \sqrt{f * c} \quad 12522.62 \text{ kg} > V_u > V_{cr}$$

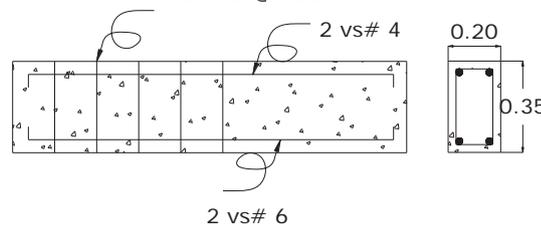
Se tomara el caso I, por lo tanto se toma como separador máximo 0.5 d

$$S_{max} = 16.50 \text{ cm}$$

$$S > S_{max}$$

Se colocará estribos del No. 2.5 a cada 16 cm c. a. c.

E No. 2.5 @ 16cm





4.-Cálculo de deflexiones.

Las deflexiones de la viga se calcularon usando el programa SAP 2000 para el análisis de estructuras,

4.1.-Deflexión inmediata.

$$\delta_{\max} = 0.303 \text{ cm}$$

4.2.-Deflexión diferida.

A no ser que se utilice un análisis preciso, la deflexión adicional que ocurra a largo plazo en miembros de concreto normal clase I, sujetos a flexión.

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd}$$

$$\rho' = \frac{1.27 \times 2}{20 \times 33} = 0.0038$$

Donde:

ρ' = cuantía de acero a compresión

$$\delta_{diferida} = \delta_{inm} \times \left(\frac{2}{1 + 50\rho'} \right) = 0.291 \left(\frac{2}{1 + 50 \times 0.0038} \right)$$

$$\delta_{diferida} = 0.489 \text{ cm}$$

4.3.-Deflexión total.

$$\delta_{\text{total}} = \delta_{diferida} + \delta_{\max}$$

$$\delta_{\text{total}} = 0.303 + 0.489 = 0.792 \text{ cm}$$

4.4.-Deflexión permisible.

$$\delta_{perm} = \frac{L}{480} + 0.3 = \frac{300}{480} + 0.3$$

Donde:

L=Longitud del claro más largo.

$$\delta_{perm} = 0.925 \text{ cm}$$

$\delta_{\text{total}} < \delta_{perm}$ Se acepta la deflexión que presenta la viga.



Trabe t-2 5 - 7

Las cargas que actúan sobre la trabe son:

- Peso de la losa
- Peso propio de la trabe
- Descarga en trabe

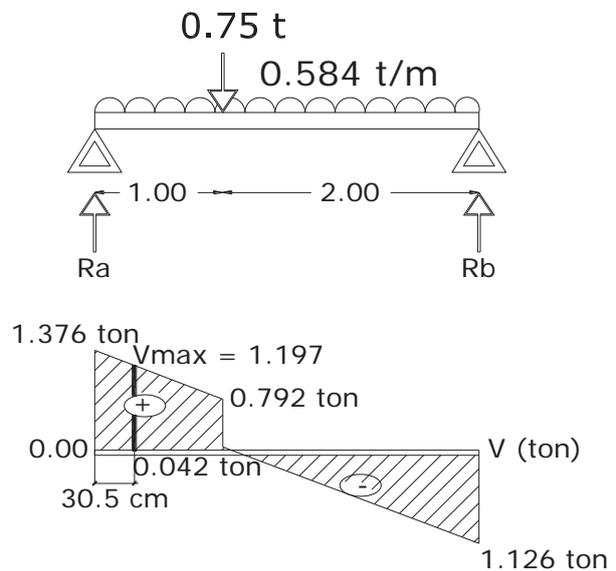
1.-Losa de azotea.

- Área tributaria de la losa= 2.42 m²
- Peso losa azotea= 0.575 ton/m²
- W_{azotea}= 1.391 ton/m²
- Longitud del tramo= 3.00 m
- Descarga por metro lineal= 0.464 ton/m
- Peso propio de la trabe= 0.120 ton/m

2.-Diseño por flexión.

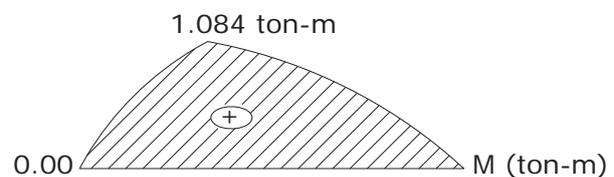
2.1.-Cálculo de cortantes y momentos.

- h= 25 cm
- b= 20 cm
- d= 23 cm
- Peso trabe= 0.584 ton/m
- Longitud= 3.00 m
- R_a= 1.376 ton
- R_b= 1.126 ton
- M_{max}= 1.084 ton - m
- M_u= 1.517 ton - m
- V_{máx}= 1.197 ton
- V_u= 1.676 ton



2.2.-Constantes de diseño.

- Cargas gravitacionales= 1.4
- Fr (flexión)= 0.9
- Fr (cortante)= 0.8
- f_y= 4200 kg/m²
- f'_c= 250.00 kg/m²
- f*c= 200.00 kg/m²
- f''_c= 170.00 kg/m²



$$\rho = \frac{f''_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f''_c}} \right] = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.517 \times 10^5}{0.9 \times 20 \times 23^2 \times 170}} \right]$$

ρ= 0.0039



2.3.-Comparando con $\rho_{\text{mín}}$ y $\rho_{\text{máx}}$.

$$\begin{array}{ccccccc} \rho_{\text{mín}} & < & \rho & < & \rho_{\text{máx}} \\ 0.0026 & < & 0.0039 & < & 0.015 \end{array}$$

Por lo tanto se acepta

$$A_s = \rho b d = 0.0039 \times 20 \times 23 = 1.79 \text{ cm}^2$$

Nota: Debido a que no se presenta momento negativo se usará el área de acero mínimo.

Se usarán 2 varillas del No. 4 en la parte inferior y en la parte superior.

3.-Diseño por Cortante.

Se toma como $V_{\text{máx}}$ el que se presenta a una distancia de un peralte efectivo a partir del paño del apoyo donde se presenta el valor mayor en el diagrama. (Sección crítica)

$$V_d = 1197.80 \text{ kg}$$

$$V_u = 1676.92 \text{ kg}$$

En ningún caso se permitirá que V_u sea superior a:
(NTC-04. Secc. 2.5.2.4. Limitación para V_u).

$$2.5 F_r b d \sqrt{f^* c} = 2.5 \times 0.8 \times 20 \times 23 \times \sqrt{200}$$

$$V_u < 13010.76$$

Se cumple con lo mencionado en el reglamento.

Se manejará el área de acero con que está trabajando la sección.

$$A_{s_{\text{real}}} = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{real}} = \frac{A_{s_{\text{real}}}}{b d} = \frac{2.54}{20 \times 23} = 0.0055$$

Por lo tanto el resultado del porcentaje real de acero es menor que 0.015 y se usará la fórmula del caso I.

$$V_{CR} = F_r b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f^* c} = 0.8 \times 20 \times 23 (0.2 + 20 \times 0.0055) \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 1615.59 \text{ kg}$$



$$V_{CR} < V_u$$
$$1615.59 < 1676.92$$

Se requiere colocar refuerzo por tensión diagonal.
Cortante que resistirán los estribos

$$V_{SR} = V_{CR} - V_u$$

$$V_{SR} = 1615.59 - 1676.92 = 61.322 \text{ kg}$$

Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 7.9 mm (numero 2.5), cuya separación no excederá de medio peralte efectivo, $d/2$.

$$A_v = 0.98 \text{ cm}^2$$

Cuando V_u sea mayor que V_{CR} , la separación, s , del refuerzo por tensión diagonal requerido se determinará con:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\text{sen } \theta + \text{cos } \theta)}{V_{SR}} = \frac{0.8 \times 0.98 \times 4200 \times 23 \times 1}{61.322} =$$

$$s = 1235.02 \text{ cm}$$

s = La separación para este caso será la máxima permisible.

Comparando con $S_{\text{mín}}$ y $S_{\text{máx}}$.

La separación, s , no debe ser menor de 60 mm.

$$S_{\text{mín}} = 6.00 \text{ cm}$$

Si V_u es mayor que V_{CR} pero menor o igual que .

$$1.5 F_R b d \sqrt{f * c} \quad \text{Caso I}$$

La separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.5d$.

Si V_u es mayor que

$$1.5 F_R b d \sqrt{f * c} \quad \text{Caso II}$$

La separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $.25d$.

$$1.5 F_R b d \sqrt{f * c} \quad 7806.46 \text{ kg} > V_u > V_{cr}$$

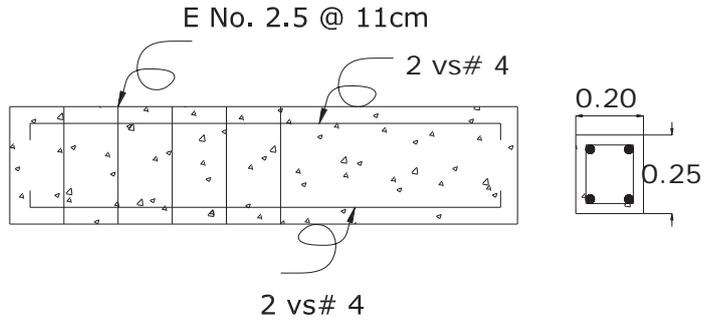
Se tomara el caso I, por lo tanto se toma como separador máximo $0.5 d$

$$S_{\text{max}} = 11.50 \text{ cm}$$

$$S > S_{\text{max}}$$



Se colocarán estribos del No. 2.5 a cada 11 cm c. a. c.





4.-Cálculo de deflexiones.

Las deflexiones de la viga se calcularon usando el programa SAP 2000 para el análisis de estructuras,

4.1.-Deflexión inmediata.

$$\delta_{\max} = 0.233 \text{ cm}$$

4.2.-Deflexión diferida.

A no ser que se utilice un análisis preciso, la deflexión adicional que ocurra a largo plazo en miembros de concreto normal clase I, sujetos a flexión.

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd}$$

$$\rho' = \frac{2.54}{20 \times 23} = 0.0055$$

Donde:

ρ' = cuantía de acero a compresión

$$\delta_{diferida} = \delta_{inm} \times \left(\frac{2}{1+50\rho'} \right) = 0.221 \times \left(\frac{2}{1+50 \times 0.0055} \right) =$$

$$\delta_{diferida} = 0.347 \text{ cm}$$

4.3.-Deflexión total.

$$\delta_{\text{total}} = \delta_{diferida} + \delta_{\max}$$

$$\delta_{\text{total}} = 0.233 + 0.347 = 0.580 \text{ cm}$$

4.4.-Deflexión permisible.

$$\delta_{perm} = \frac{L}{480} + 0.3 = \frac{300}{480} + 0.3 =$$

Donde:

L=Longitud del claro más largo.

$$\delta_{perm} = 0.580 \text{ cm}$$

$\delta_{\text{total}} < \delta_{perm}$ Se acepta la deflexión que presenta la viga.



Trabe t-3 E - I

Las cargas que actúan sobre la trabe son:

- Peso de la losa
- Peso propio de la trabe

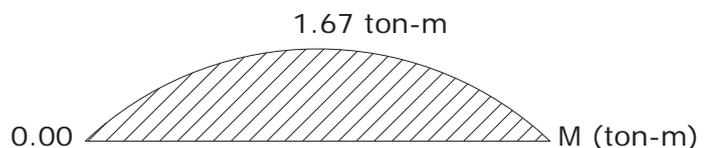
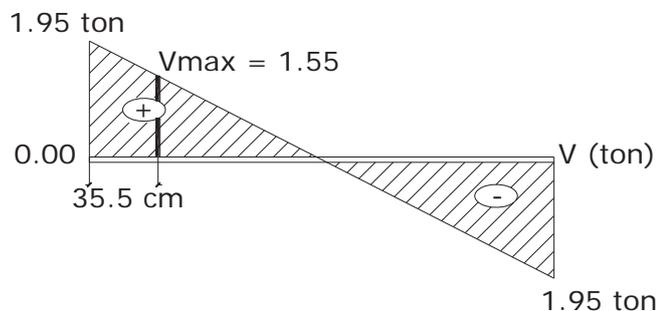
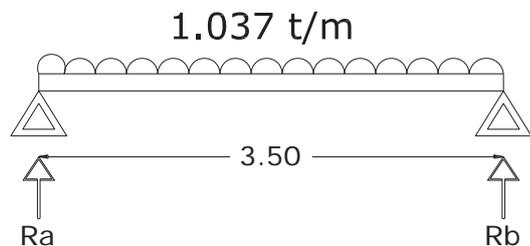
1.-Losa de azotea.

- Área tributaria de la losa= 5.93 m²
- Peso losa azotea= 0.575 ton/m²
- W_{azotea}= 3.409 ton/m²
- Longitud del tramo= 3.50 m
- Descarga por metro lineal= 0.974 ton/m
- Peso propio de la trabe= 0.1440 ton/m

2.-Diseño por flexión.

2.1.-Cálculo de cortantes y momentos.

- h= 30 cm
- b= 20 cm
- d= 28 cm
- Peso trabe= 1.118 ton/m
- Longitud= 3.50 m
- R_a= 1.957 ton
- R_b= 1.957 ton
- M_{max}= 1.677 ton - m
- M_u= 2.347 ton - m
- V_{max}= 1.556 ton
- V_u= 2.183 ton



2.2.-Constantes de diseño.

- Cargas gravitacionales= 1.4
- Fr (flexión)= 0.9
- Fr (cortante)= 0.8
- fy= 4200 kg/m²
- f'c= 250.00 kg/m²
- f*c= 200.00 kg/m²
- f''c= 170.00 kg/m²

$$\rho = \frac{f''c}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{FRbd^2f''c}} \right] = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2.347 \times 10^5}{0.9 \times 20 \times 28^2 \times 170}} \right]$$

ρ = 0.00418



2.3.-Comparando con $\rho_{\text{mín}}$ y $\rho_{\text{máx}}$.

$$\begin{array}{ccccccc} \rho_{\text{mín}} & < & \rho & < & \rho_{\text{máx}} \\ 0.0026 & < & 0.00418 & < & 0.0151 \end{array}$$

Por lo tanto se acepta

$$A_s = \rho b d = 0.00418 \times 20 \times 28 = 2.34 \text{ cm}^2$$

Nota: Debido a que no se presenta momento negativo se usará el área de acero mínimo.

Se usarán 2 varillas del No. 4 en la parte inferior y en la parte superior.

3.-Diseño por Cortante.

Se toma como $V_{\text{máx}}$ el que se presenta a una distancia de un peralte efectivo a partir del paño del apoyo donde se presenta el valor mayor en el diagrama. (Sección crítica)

$$V_d = 1559.91 \text{ kg}$$

$$V_u = 2183.87 \text{ kg}$$

En ningún caso se permitirá que V_u sea superior a:
(NTC-04. Secc. 2.5.2.4. Limitación para V_u).

$$2.5 F_R b d \sqrt{f^* c} = 2.5 \times 0.8 \times 20 \times 28 \times \sqrt{200}$$

$$V_u < 15839.19$$

Se cumple con lo mencionado en el reglamento

Se manejará el área de acero con que está trabajando la sección.

$$A_{s\text{real}} = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{real}} = \frac{A_{s\text{real}}}{b d} = 0.0045$$

Por lo tanto el resultado del porcentaje real de acero es menor que 0.015 y se usará la fórmula del caso I.

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f^* c} = 0.8 \times 20 \times 28 \times (0.2 + 20 \times 0.0045) \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 1839.609 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 1.839609 \text{ ton}$$

$$V_{CR} < V_u$$

$$1839.61 < 2183.87$$



Se requiere colocara refuerzo por tensión diagonal.
Cortante que resistirán los estribos

$$V_{SR} = V_{CR} - V_u$$

$$V_{SR} = 1839.61 - 2183.87 = 344.26 \text{ kg}$$

Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 7.9 mm (numero 2.5), cuya separación no excederá de medio peralte efectivo, $d/2$.

$$A_v = 0.98 \text{ cm}^2$$

Cuando V_u sea mayor que V_{CR} , la separación, s , del refuerzo por tensión diagonal requerido se determinará con:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\text{sen } \theta + \text{cos } \theta)}{V_{SR}} = \frac{0.8 \times 0.98 \times 4200 \times 28 \times 1}{344.26}$$

$$s = 267.81 \text{ cm}$$

s = La separación para este caso será la máxima permisible

Comparando con $S_{\text{mín}}$ y $S_{\text{máx}}$.

La separación, s , no debe ser menor de 60 mm

$$S_{\text{mín}} = 6.00 \text{ cm}$$

Si V_u es mayor que V_{CR} pero menor o igual que

$$1.5 F_R b d \sqrt{f * c} \quad \text{Caso I}$$

La separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.5d$.

Si V_u es mayor que

$$1.5 F_R b d \sqrt{f * c} \quad \text{Caso II}$$

La separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $.25d$.

$$1.5 F_R b d \sqrt{f * c} \quad 9503.52 \text{ kg} > V_u > V_{cr}$$

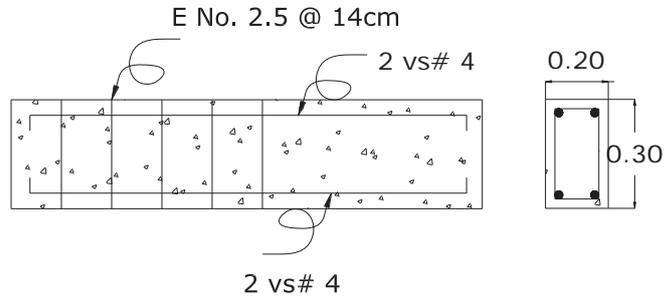
Se tomara el caso I, por lo tanto se toma como separador máximo $0.5 d$

$$S_{\text{max}} = 14.00 \text{ cm}$$

$$S > S_{\text{max}}$$



Se colocarán estribos del No. 2.5 a cada 14 cm c. a. c.





4.-Cálculo de deflexiones.

Las deflexiones de la viga se calcularon usando el programa SAP 2000 para el análisis de estructuras,

4.1.-Deflexión inmediata.

$$\delta_{\max} = 0.312 \text{ cm}$$

4.2.-Deflexión diferida.

A no ser que se utilice un análisis preciso, la deflexión adicional que ocurra a largo plazo en miembros de concreto normal clase I, sujetos a flexión.

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd}$$

$$\rho' = \frac{2.54}{20 \times 28} = 0.0045$$

Donde:

ρ' = cuantía de acero a compresión

$$\delta_{diferida} = \delta_{inm} \times \left(\frac{2}{1+50\rho'} \right) = 0.276 \times \left(\frac{2}{1+50 \times 0.0045} \right)$$

$$\delta_{diferida} = 0.450 \text{ cm}$$

4.3.-Deflexión total.

$$\delta_{\text{total}} = \delta_{diferida} + \delta_{\max}$$

$$\delta_{\text{total}} = 0.762 \text{ cm}$$

4.4.-Deflexión permisible.

$$\delta_{perm} = \frac{L}{480} + 0.3 = \frac{350}{480} + 0.3 =$$

Donde:

L=Longitud del claro más largo.

$$\delta_{perm} = 1.029 \text{ cm}$$

$\delta_{\text{total}} < \delta_{perm}$ Se acepta la deflexión que presenta la viga.

**Trabe t-6 1 - 7**

Las cargas que actúan sobre la trabe son:

Peso de la losa

Peso propio de la trabe

1.-Losa azotea (B - E).

Área tributaria de la losa= 9.21 m²

Peso de la losa azotea= 0.575 ton/m²

$W_{\text{losa}} = 5.295 \text{ ton/m}^2$

Longitud del tramo= 4.00 m

Descarga por metro lineal= 1.324 ton/m

Peso propio de la trabe= 0.1680 ton/m

Peso que va a cargar la trabe= 1.492 ton/m

2.-Losa azotea (E - I).

Área tributaria de la losa= 3.72 m²

Peso de la losa entrepiso= 0.575 ton/m²

$W_{\text{losa}} = 2.139 \text{ ton/m}^2$

Longitud del tramo= 3.50 m

Descarga por metro lineal= 0.611 ton/m

Peso propio de la trabe= 0.1680 ton/m

Peso que va a cargar la trabe= 0.779 ton/m

3.-Diseño por flexión momento positivo.**3.1.-Cálculo de cortantes y momentos.**

$h = 35 \text{ cm}$

$b = 20 \text{ cm}$

$d = 33 \text{ cm}$

$R_a = 2.45 \text{ ton}$

$R_b = 5.49 \text{ ton}$

$R_c = 0.750 \text{ ton}$

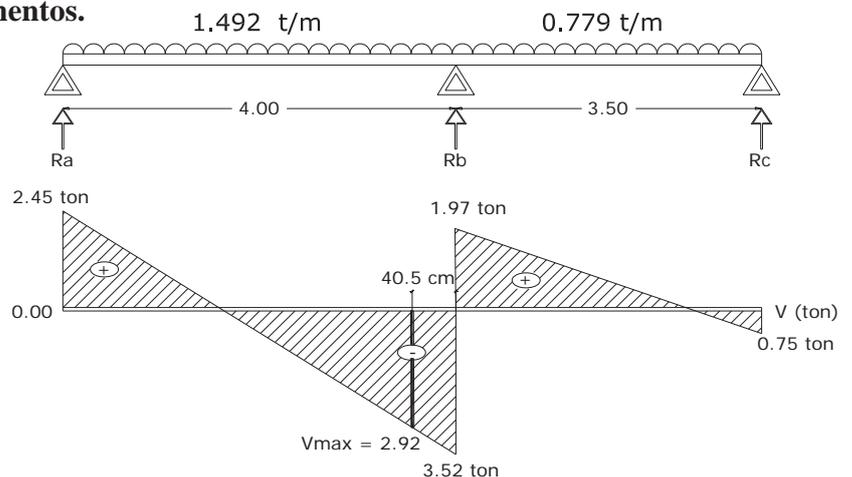
Cortante= 3.52 ton

$M_{\text{max}} = 2.01 \text{ ton} \cdot \text{m}$

$M_u = 3.814 \text{ ton} \cdot \text{m}$

$V_{\text{max}} = 2.92 \text{ ton}$

$V_u = 4.088 \text{ ton}$

**3.2.-Constantes de diseño.**

Cargas gravitacionales= 1.4

Fr (flexión)= 0.9

Fr (cortante)= 0.8

$f_y = 4200 \text{ kg/m}^2$

$f'_c = 250.00 \text{ kg/m}^2$

$f^*c = 200.00 \text{ kg/m}^2$

$f''c = 170.00 \text{ kg/m}^2$



$$\rho = \frac{f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f'c}} \right] = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3.814 \times 10^5}{0.9 \times 20 \times 33^2 \times 170}} \right]$$

$$\rho = 0.0036$$

3.3.-Comparando con $\rho_{\text{mín}}$ y $\rho_{\text{máx}}$.

$$\rho_{\text{mín}} < \rho < \rho_{\text{máx}}$$
$$0.0026 < 0.0036 < 0.0151$$

Por lo tanto se acepta

$$A_s = \rho b d = 0.0036 \times 20 \times 33 = 2.37 \text{ cm}^2$$

Se usarán 2 varilla del No. 4 en la parte inferior.

4.-Diseño por flexión momento negativo.

4.1.-Cálculo de cortantes y momentos.

Cortante= 3.52 ton

$M_{\text{max}} = 2.14 \text{ ton} \cdot \text{m}$

$M_u = 2.99 \text{ ton} \cdot \text{m}$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3.44 \times 10^5}{0.9 \times 20 \times 33^2 \times 170}} \right] 20 \times 33$$

$$\rho = 0.0038$$

4.2.-Comparando con $\rho_{\text{mín}}$ y $\rho_{\text{máx}}$.

$$\rho_{\text{mín}} < \rho < \rho_{\text{máx}}$$
$$0.0026 < 0.0038 < 0.0151$$

Por lo tanto se acepta

$$A_s = \rho b d = 0.0038 \times 20 \times 33 = 2.50 \text{ cm}^2$$

Se usarán 2 varilla del No. 4 en la parte superior.



5.-Diseño por Cortante.

Se toma como $V_{\text{máx}}$ el que se presenta a una distancia de un peralte efectivo a partir del paño del apoyo donde se presenta el valor mayor en el diagrama. (Sección crítica)

$$\begin{aligned}V_d &= 2920.00 \text{ kg} \\V_u &= 4088.00 \text{ kg}\end{aligned}$$

En ningún caso se permitirá que V_u sea superior a:
(NTC-04. Secc. 2.5.2.4. Limitación para V_u).

$$2.5F_r b d \sqrt{f^* c} = 2.5 \times 0.8 \times 20 \times 33 \sqrt{200}$$

$$V_u < 18667.619$$

Se cumple con lo mencionado en el reglamento

Se manejará el área de acero con que está trabajando la sección.

$$A_{S_{\text{real}}} = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{real}} = \frac{A_{S_{\text{real}}}}{bd} = \frac{2.54}{20 \times 33} = 0.0038$$

Por lo tanto el resultado del porcentaje real de acero es menor que 0.015 y se usará la fórmula del caso I.

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f^* c} = 0.8 \times 20 \times 33 (0.2 + 20 \times 0.0038) \sqrt{200} =$$

$$V_{CR} = 2068.15 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}V_{CR} &< V_u \\2068.15 &< 4088.00\end{aligned}$$

Se requiere colocar refuerzo por tensión diagonal.

Cortante que resistirán los estribos

$$V_{SR} = V_{CR} - V_u$$

$$V_{SR} = 2068.15 - 4088.00 = 2019.85 \text{ kg}$$

Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 7.9 mm (numero 2.5), cuya separación no excederá de medio peralte efectivo, $d/2$.

$$A_v = 0.98 \text{ cm}^2$$



Cuando V_u sea mayor que V_{CR} , la separación, s , del refuerzo por tensión diagonal requerido se determinará con:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\text{sen } \theta + \text{cos } \theta)}{V_{SR}} = \frac{0.8 \times 0.98 \times 4200 \times 33 \times 1}{2019.85} =$$

$$s = 53.80 \text{ cm}$$

s= La separación para este caso será la máxima permisible.

Comparando con $S_{\text{mín}}$ y $S_{\text{máx}}$.

La separación, s , no debe ser menor de 60 mm.

$$S_{\text{mín}} = 6.00 \text{ cm}$$

Si V_u es mayor que V_{CR} pero menor o igual que:

$$1.5 F_R b d \sqrt{f * c} \quad \text{Caso I}$$

La separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.5d.

Si V_u es mayor que:

$$1.5 F_R b d \sqrt{f * c} \quad \text{Caso II}$$

La separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que .25d.

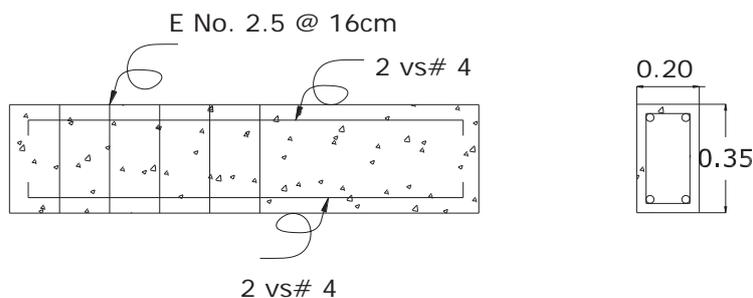
$$1.5 F_R b d \sqrt{f * c} \quad 6830.52 \text{ kg} > V_u > V_{CR}$$

Se tomara el caso I, por lo tanto se toma como separador máximo 0.5 d

$$S_{\text{max}} = 16.50 \text{ cm}$$

$$S > S_{\text{max}}$$

Se colocarán estribos del No. 2.5 a cada 16 cm c. a. c.





6.-Cálculo de deflexiones.

Las deflexiones de la viga se calcularon usando el programa SAP 2000 para el análisis de estructuras,

6.1.-Deflexión inmediata.

$$\delta_{\max} = 0.245 \text{ cm}$$

6.2.-Deflexión diferida.

A no ser que se utilice un análisis preciso, la deflexión adicional que ocurra a largo plazo en miembros de concreto normal clase I, sujetos a flexión.

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd}$$

$$\rho' = \frac{2.54}{20 \times 33} = 0.0038$$

Donde:

ρ' = cuantía de acero a compresión.

$$\delta_{diferida} = \delta_{inm} \times \left(\frac{2}{1 + 50\rho'} \right) = 0.342 \times \left(\frac{2}{1 + 50 \times 0.0038} \right)$$

$$\delta_{diferida} = 0.411 \text{ cm}$$

6.3.-Deflexión total.

$$\delta_{\text{total}} = \delta_{\max} + \delta_{diferida}$$

$$\delta_{\text{total}} = 0.245 + 0.411 = 0.656 \text{ cm}$$

6.4.-Deflexión permisible.

$$\delta_{perm} = \frac{L}{480} + 0.3 = \frac{400}{480} + 0.3 =$$

Donde:

L=Longitud del claro más largo.

$$\delta_{perm} = 1.133 \text{ cm}$$

$\delta_{\text{total}} < \delta_{perm}$ Se acepta la deflexión que presenta la viga.



DISEÑO DE TRABES PLANTA BAJA

Trabe t-4 C – E

Las cargas que actúan sobre la trabe son:

Peso propio de la losa Entrepiso
Peso de la trabe
Peso muro divisorio

1.-Losa de Entrepiso.

Área tributaria de la losa= 3.72 m²
Peso losa azotea= 0.650 ton/m²
W_{azotea}= 2.418 ton/m²
Longitud del tramo= 2.00 m
Descarga por metro lineal= 1.209 ton/m
Peso propio de la trabe= 0.0960 ton/m

Se propone una trabe de 20cm por 20cm

b= 2.00 m
h= 2.70 m

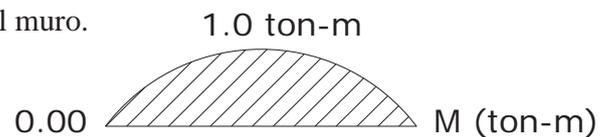
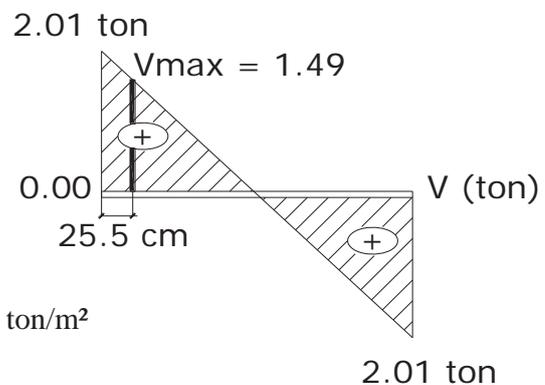
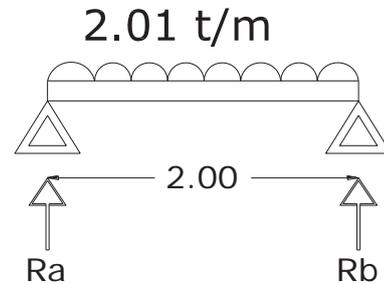
Peso para un muro con acabado yeso - yeso = 0.225 ton/m²

Peso del muro= 0.608 ton/m²

Muro divisorio (B - E) nada más se toma el peso del muro.

Descarga total sobre la trabe es:

Tramo (B - E)= 1.913 ton/m²



2.-Diseño por flexión.

2.1.-Cálculo de cortantes y momentos.

h= 20 cm
b= 20 cm
d= 18 cm
Peso trabe= 2.01 ton/m
Longitud= 2.00 m
Ra= 2.01 ton
Rb= 2.01 ton
M_{max}= 1.00 ton - m
Mu= 1.405 ton - m
V_{max}= 1.497 ton
Vu= 2.096 ton



2.2.-Constantes de diseño.

Cargas gravitacionales= 1.4

Fr (flexión)= 0.9

Fr (cortante)= 0.8

$f_y = 4200 \text{ kg/m}^2$

$f'_c = 250.00 \text{ kg/m}^2$

$f^*c = 200.00 \text{ kg/m}^2$

$f''c = 170.00 \text{ kg/m}^2$

$$\rho = \frac{f''c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f''c}} \right] = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3.276 \times 10^5}{0.9 \times 20 \times 18^2 \times 170}} \right]$$

$$\rho = 0.00622$$

2.3.-Comparando con $\rho_{\text{mín}}$ y $\rho_{\text{máx}}$.

$$\rho_{\text{mín}} < \rho < \rho_{\text{máx}}$$
$$0.0026 < 0.00622 < 0.0151$$

Por lo tanto se acepta

$$A_s = \rho b d = 0.00622 \times 20 \times 18 = 2.24 \text{ cm}^2$$

Nota: Debido a que no se presenta momento negativo se usará el área de acero mínimo.

Se usarán 2 varillas del No. 4 en la parte inferior y en la parte superior.

3.-Diseño por Cortante.

Se toma como $V_{\text{máx}}$ el que se presenta a una distancia de un peralte efectivo a partir del paño del apoyo donde se presenta el valor mayor en el diagrama. (Sección crítica)

$$V_d = 1497.4 \text{ kg}$$

$$V_u = 2096.36 \text{ kg}$$

En ningún caso se permitirá que V_u sea superior a:
(NTC-04. Secc. 2.5.2.4. Limitación para V_u).

$$2.5 F_R b d \sqrt{f^*c} = 2.5 \times 0.8 \times 20 \times 18 \times \sqrt{200}$$

$$V_u < 10182.33$$

Se cumple con lo mencionado en el reglamento



Se manejará el área de acero con que está trabajando la sección.

$$A_{sreal} = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{real} = \frac{A_{sreal}}{bd} = \frac{2.54}{20 \times 18} = 0.007$$

Por lo tanto el resultado del porcentaje real de acero es menor que 0.015 y se usará la fórmula del caso I.

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f * c} = 0.8 \times 20 \times 18 \times (0.2 + 20 \times 0.007) \times \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 1387.06 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} V_{CR} &< V_u \\ 1389.32 &< 2096.36 \end{aligned}$$

Se requiere colocar refuerzo por tensión diagonal.

Cortante que resistirán los estribos

$$V_{SR} = V_u - V_{CR}$$

$$V_{SR} = 1389.32 - 2096.36 = 707.03 \text{ kg}$$

Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 7.9 mm (numero 2.5), cuya separación no excederá de medio peralte efectivo, $d/2$.

$$A_v = 0.98 \text{ cm}^2$$

Cuando V_u sea mayor que V_{CR} , la separación, s , del refuerzo por tensión diagonal requerido se determinará con:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{V_{SR}} = \frac{0.8 \times 0.98 \times 4200 \times 18 \times 1}{707.03}$$

$$s = 83.83 \text{ cm}$$

s = La separación para este caso será la máxima permisible.

Comparando con $S_{mín}$ y $S_{máx}$.

La separación, s , no debe ser menor de 60 mm.

$$S_{mín} = 6.00 \text{ cm}$$

Si V_u es mayor que V_{CR} pero menor o igual que:

$$1.5 F_R b d \sqrt{f * c} \quad \text{Caso I}$$



La separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.5d$.

Si V_u es mayor que:

$$1.5 F_R b d \sqrt{f * c} \quad \text{Caso II}$$

La separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $.25d$.

$$1.5 F_R b d \sqrt{f * c} \quad 6830.52 \text{ kg} > V_u > V_{cr}$$

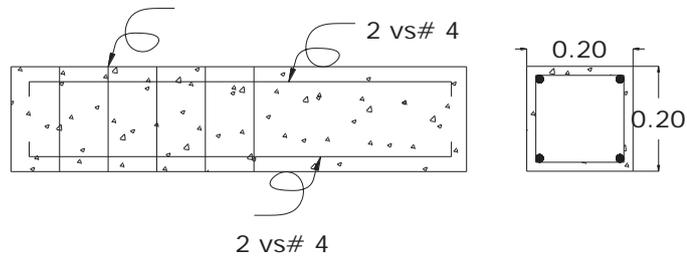
Se tomara el caso I, por lo tanto se toma como separador máximo $0.5 d$

$$S_{\max} = 9.00 \text{ cm}$$

$$S > S_{\max}$$

Se colocarán estribos del No. 2.5 a cada 9 cm c. a. c.

E No. 2.5 @ 9cm





4.-Cálculo de deflexiones.

Las deflexiones de la viga se calcularon usando el programa SAP 2000 para el análisis de estructuras.

4.1.-Deflexión inmediata.

$$\delta_{\max} = 0.188 \text{ cm}$$

4.2.-Deflexión diferida.

A no ser que se utilice un análisis preciso, la deflexión adicional que ocurra a largo plazo en miembros de concreto normal clase I, sujetos a flexión.

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd}$$

$$\rho' = \frac{2.54}{20 \times 18} = 0.0070$$

Donde:

ρ' = cuantía de acero a compresión

$$\delta_{diferida} = \delta_{inm} \times \left(\frac{2}{1 + 50\rho'} \right) = 0.168 \times \left(\frac{2}{1 + 50 \times 0.0070} \right) =$$

$$\delta_{diferida} = 0.248 \text{ cm}$$

4.3.-Deflexión total.

$$\delta_{\text{total}} = \delta_{diferida} + \delta_{\max}$$

$$\delta_{\text{total}} = 0.188 + 0.248 = 0.436 \text{ cm}$$

4.4.-Deflexión permisible.

$$\delta_{perm} = \frac{L}{480} + 0.3 = \frac{200}{480} + 0.3 =$$

Donde:

L=Longitud del claro más largo.

$$\delta_{perm} = 0.717 \text{ cm}$$

$\delta_{\text{total}} < \delta_{perm}$ Se acepta la deflexión que presenta la viga.



Trabe t-5 1 - 7

Las cargas que actúan sobre la trabe son:

Peso propio de la losaentrepiso
Peso de la trabe
Peso muro carga
Peso de la losa azotea

1.-Losa entrepiso (1 - 4).

Área tributaria de la losa= 3.30 m²
Peso de la losa entrepiso= 0.650 ton/m²
 $W_{losa} = 2.145 \text{ ton/m}^2$
Longitud del tramo= 3.00 m
Descarga por metro lineal= 0.715 ton/m
Peso propio de la trabe= 0.1680 ton/m

2.-Losa entrepiso (4 - 7).

Área tributaria de la losa= 3.40 m²
Peso de la losa entrepiso= 0.650 ton/m²
 $W_{losa} = 2.21 \text{ ton/m}^2$
Longitud del tramo= 3.00 m
Descarga por metro lineal= 0.737 ton/m
Peso propio de la trabe= 0.1680 ton/m

3.-Losa azotea (1 - 4).

Área tributaria de la losa= 3.12 m²
Peso de la losa azotea= 0.575 ton/m²
 $W_{azotea} = 1.794 \text{ ton/m}^2$
Longitud del tramo= 3.00 m
Descarga por metro lineal= 0.598ton/m
Peso propio de la trabe= 0.1680 ton/m

Se propone una trabe de 30 cm por 20 cm

$b = 0.80 \text{ m}$
 $h = 2.70 \text{ m}$

Peso para un muro con acabado yeso - mortero= 0.233 ton/m²

Peso del muro= 0.629 ton/m²

Como se trata de un muro de carga (1 - 4) también se toma en cuenta el peso de la azotea.



Descarga total sobre la trabe es:

Tramo (1 - 4)= 1.395 ton/m²

4.-Losa azotea (4 - 7)

Área tributaria de la losa= 1.5 m²

Peso de la losa entrepiso= 0.575 ton/m²

W_{azotea} = 0.8625 ton/m²

Longitud del tramo= 3.00 m

Descarga por metro lineal= 0.288 ton/m

Peso propio de la trabe= 0.1680 ton/m

Se propone una trabe de 30 cm por 20 cm

$$b= 1.00 \text{ m}$$

$$h= 2.70 \text{ m}$$

Peso para un muro con acabado yeso - mortero= 0.233 ton/m²

Peso del muro= 0.629 ton/m²

Se propone una trabe de 30 cm por 20 cm

$$b= 2.00 \text{ m}$$

$$h= 2.70 \text{ m}$$

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

Peso del muro= 0.775 ton/m²

Como se trata de un muro de carga (1 - 4) también se toma en cuenta el peso de la azotea.

Descarga total sobre la trabe es:

Tramo (4 - 7)= 1.836 ton/m

Descarga sobre la trabe (1 - 4)= 2.110 ton/m

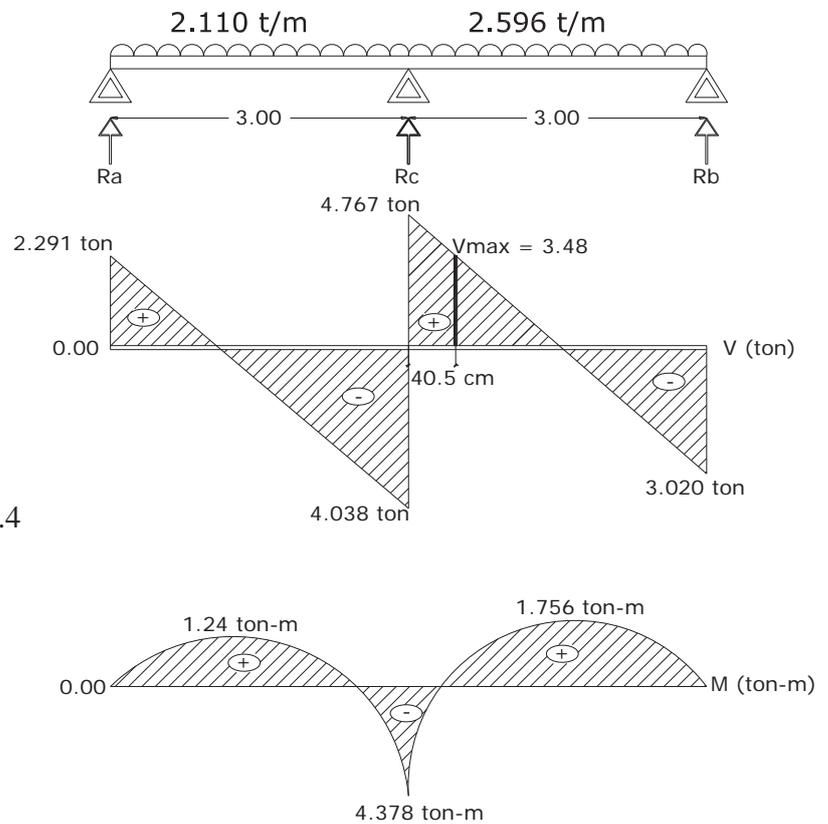
Descarga sobre la trabe (4 - 7)= 2.596 ton/m



5.-Diseño por flexión momento positivo.

5.1.-Cálculo de cortantes y momentos.

- h= 35 cm
- b= 20 cm
- d= 33 cm
- Longitud= 3.00 m
- Ra= 2.291 ton
- Rb= 8.805 ton
- Rc= 3.020 ton
- Cortante= 4.767 ton
- M_{max}= 1.756 ton - m
- Mu= 2.458 ton - m
- V_{max}= 3.48 ton
- Vu= 4.872 ton



5.2.-Constantes de diseño.

- Cargas gravitacionales = 1.4
- Fr (flexión)= 0.9
- Fr (cortante)= 0.8
- fy= 4200 kg/m²
- f'c= 250.00 kg/m²
- f*c= 200.00 kg/m²
- f''c= 170.00 kg/m²

$$\rho = \frac{f''c}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{FRbd^2f''c}} \right] = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2.458 \times 10^5}{0.9 \times 20 \times 33^2 \times 170}} \right]$$

$\rho = 0.0031$

5.3.-Comparando con ρ_{\min} y ρ_{\max} .

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

$$0.0026 < 0.0031 < 0.0151$$

Por lo tanto se acepta.

$As = \rho bd = 0.0031 \times 20 \times 33 = 2.05 \text{ cm}^2$

Se usarán 2 varillas del No. 4 en la parte inferior.



6.-Diseño por flexión momento negativo.

6.1.-Cálculo de cortantes y momentos.

Cortante= 4.767 ton

M_{\max} = 4.378 ton - m

M_u = 6.129 ton - m

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 6.129 \times 10^5}{0.9 \times 20 \times 33^2 \times 170}} \right]$$

$$\rho = 0.00829$$

6.2.-Comparando con ρ_{\min} y ρ_{\max} .

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$
$$0.0026 < 0.00829 < 0.0151$$

Por lo tanto se acepta

$$A_s = \rho b d = 0.00829 \times 20 \times 33 = 5.47 \text{ cm}^2$$

Se usarán 2 varilla del No. 6 en la parte superior.

7.-Diseño por Cortante.

Se toma como V_{\max} el que se presenta a una distancia de un peralte efectivo a partir del paño del apoyo donde se presenta el valor mayor en el diagrama. (Sección crítica)

$$V_d = 3480.00 \text{ kg}$$

$$V_u = 4872.00 \text{ kg}$$

En ningún caso se permitirá que V_u sea superior a:
(NTC-04. Secc. 2.5.2.4. Limitación para V_u).

$$2.5 F_r b d \sqrt{f^* c} = 2.5 \times 0.8 \times 20 \times 33 \times \sqrt{200}$$

$$V_u < 18667.62$$

Se cumple con lo mencionado en el reglamento

Se maneja el área de acero con que está trabajando la sección.

$$A_{s\text{real}} = 5.70 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{real}} = \frac{A_{s\text{real}}}{b d} = \frac{5.70}{20 \times 33} = 0.0086$$



Por lo tanto el resultado del porcentaje real de acero es menor que 0.015 y se usara la fórmula del caso I.

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f * c} = 0.8 \times 20 \times 33 \times (0.2 + 20 \times 0.0086) \times \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 2783.17 \text{ kg}$$

$$V_{CR} < V_u \\ 2783.17 < 4872.0$$

Se requiere colocar refuerzo por tensión diagonal.

Cortante que resistirán los estribos.

$$V_{SR} = V_u - V_{CR}$$

$$V_{SR} = 4872.0 - 2783.17 = 2088.83 \text{ kg}$$

Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 7.9 mm (numero 2.5), cuya separación no excederá de medio peralte efectivo, $d/2$.

$$A_v = 0.98 \text{ cm}^2$$

Cuando V_u sea mayor que V_{CR} , la separación, s , del refuerzo por tensión diagonal requerido se determinará con:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\text{sen } \theta + \text{cos } \theta)}{V_{SR}} = \frac{0.8 \times 0.98 \times 4200 \times 33 \times 1}{550.22}$$

$$s = 52.02 \text{ cm}$$

s = La separación para este caso será la máxima permisible

Comparando con $S_{\text{mín}}$ y $S_{\text{máx}}$.

La separación, s , no debe ser menor de 60 mm

$$S_{\text{mín}} = 6.00 \text{ cm}$$

Si V_u es mayor que V_{CR} pero menor o igual que

$$1.5 F_R b d \sqrt{f * c} \quad \text{Caso I}$$

La separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.5d.

Si V_u es mayor que

$$1.5 F_R b d \sqrt{f * c} \quad \text{Caso II}$$



La separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $.25d$.

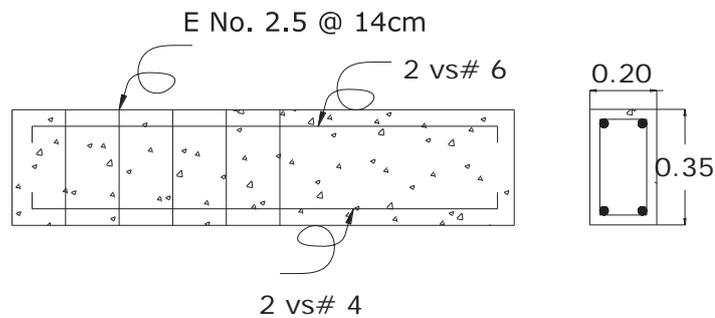
$$1.5 F_R b d \sqrt{f * c} \quad 6830.52 \text{ kg} > V_u > V_{cr}$$

Se tomara el caso I, por lo tanto se toma como separador máximo $0.5 d$

$$S_{\max} = 16.50 \text{ cm}$$

$$S > S_{\max}$$

Se colocarán estribos del No. 2.5 a cada 15 cm c. a. c.





8.-Cálculo de deflexiones.

Las deflexiones de la viga marco t1 se calcularon usando el programa SAP 2000 para el análisis de estructuras,

8.1.-Deflexión inmediata.

$$\delta_{\max} = 0.106 \text{ cm}$$

8.2.-Deflexión diferida.

A no ser que se utilice un análisis preciso, la deflexión adicional que ocurra a largo plazo en miembros de concreto normal clase I, sujetos a flexión.

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd}$$

$$\rho' = \frac{5.70}{20 \times 33} = 0.0086$$

Donde:

ρ' = cuantía de acero a compresión

$$\delta_{diferida} = \delta_{inm} \times \left(\frac{2}{1 + 50\rho'} \right) = 0.148 \times \left(\frac{2}{1 + 50 \times 0.0086} \right)$$

$$\delta_{diferida} = 0.207 \text{ cm}$$

8.3.-Deflexión total.

$$\delta_{\text{total}} = 0.106 + 0.207$$

$$\delta_{\text{total}} = 0.313 \text{ cm}$$

8.4.-Deflexión permisible.

$$\delta_{perm} = \frac{L}{480} + 0.3 = \frac{300}{480} + 0.3 =$$

Donde:

L=Longitud del claro más largo.

$$\delta_{perm} = 0.925 \text{ cm}$$

$\delta_{\text{total}} < \delta_{perm}$ Se acepta la deflexión que presenta la viga.



Trabe t-7 1 - 7

Las cargas que actúan sobre la trabe son:

Peso de la losa entrepiso
Peso propio de la trabe
Peso muro de carga
Peso de la losa azotea

1.-Losa entrepiso (4 - 7).

Área tributaria de la losa= 4.07 m^2
Peso de la losa entrepiso= 0.650 ton/m^2
 $W_{\text{losa}} = 2.645 \text{ ton/m}^2$
Longitud del tramo= 3.00 m
Descarga por metro lineal= 0.882 ton/m
Peso propio de la trabe= 0.1440 ton/m

2.-Losa entrepiso (7 - 9).

Área tributaria de la losa= 5.68 m^2
Peso de la losa entrepiso= 0.650 ton/m^2
 $W_{\text{losa}} = 3.692 \text{ ton/m}^2$
Longitud del tramo= 3.00 m
Descarga por metro lineal= 1.231 ton/m
Peso propio de la trabe= 0.1440 ton/m

3.-Losa azotea (4 - 7).

Área tributaria de la losa= 3.18 m^2
Peso de la losa entrepiso= 0.575 ton/m^2
 $W_{\text{azotea}} = 1.828 \text{ ton/m}^2$
Longitud del tramo= 3.00 m
Descarga por metro lineal= 0.610 ton/m
Peso propio de la trabe= 0.1440 ton/m
Descarga total sobre la trabe es:
Tramo (4 - 7)= 0.754 ton/m^2

4.-Losa azotea (7 - 9).

Área tributaria de la losa= 5.93 m^2
Peso de la losa azotea= 0.575 ton/m^2
 $W_{\text{azotea}} = \text{at x w losa} = 3.409 \text{ ton/m}^2$
Longitud del tramo= 3.00 m
Descarga por metro lineal= 1.137 ton/m
Peso propio de la trabe= 0.1440 ton/m



Se propone una trabe de 30cm por 20cm

$$b = 2.97 \text{ m}$$

$$h = 2.70 \text{ m}$$

Peso para un muro con acabado yeso - yeso = 0.225 ton/m^2

Peso del muro = 0.608 ton/m^2

Como se trata de un muro de carga (7 - 9) también se toma en cuenta el peso de la azotea.

Descarga total sobre la trabe es:

Tramo (7 - 9) = 1.888 ton/m^2

Descarga sobre la trabe (4 - 7) = 1.635 ton/m

Descarga sobre la trabe (7 - 9) = 3.119 ton/m

5.-Diseño por flexión momento positivo.

5.1.-Cálculo de cortantes y momentos.

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

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

$$d = 28 \text{ cm}$$

$$R_a = 2.759 \text{ ton}$$

$$R_b = 9.866 \text{ ton}$$

$$R_c = 3.645 \text{ ton}$$

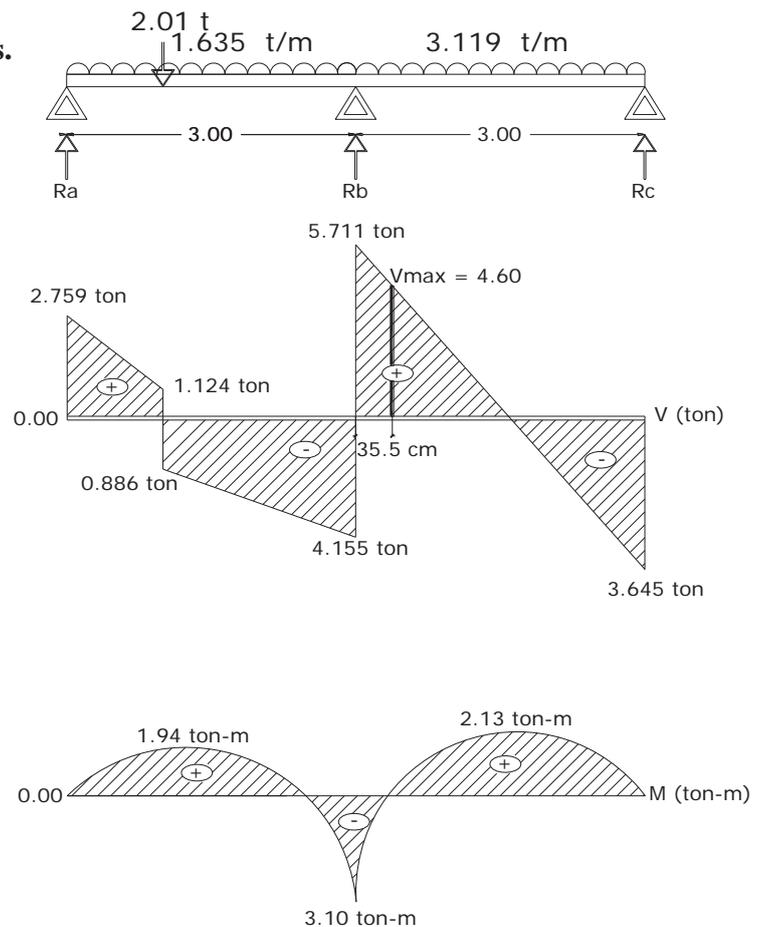
$$\text{Cortante} = 5.71 \text{ ton}$$

$$M_{\max} = 2.13 \text{ ton - m}$$

$$M_u = 2.982 \text{ ton - m}$$

$$V_{\max} = 4.603 \text{ ton}$$

$$V_u = 6.444 \text{ ton}$$



5.2.-Constantes de diseño.

Cargas gravitacionales = 1.4

Fr (flexión) = 0.9

Fr (cortante) = 0.8

$f_y = 4200 \text{ kg/m}^2$

$f'_c = 250.00 \text{ kg/m}^2$

$f^*_c = 200.00 \text{ kg/m}^2$

$f''_c = 170.00 \text{ kg/m}^2$



$$\rho = \frac{f'c}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{FRbd^2f'c}} \right] = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2.982 \times 10^5}{0.9 \times 20 \times 28^2 \times 170}} \right]$$

$$\rho = 0.00539$$

5.3.-Comparando con $\rho_{\text{mín}}$ y $\rho_{\text{máx}}$.

$$\rho_{\text{mín}} < \rho < \rho_{\text{máx}}$$
$$0.0026 < 0.00539 < 0.0151$$

Por lo tanto se acepta

$$As = \rho bd = 0.00539 \times 20 \times 28 = 3.02 \text{ cm}^2$$

Se usarán 2 varillas del No. 5 en la parte inferior.

6.-Diseño por flexión momento negativo.

6.1.-Cálculo de cortantes y momentos.

$$M_{\text{max}} = 3.10 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$Mu = 4.34 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 4.34 \times 10^5}{0.9 \times 20 \times 28^2 \times 170}} \right]$$

$$\rho = 0.00814$$

6.2.-Comparando con $\rho_{\text{mín}}$ y $\rho_{\text{máx}}$.

$$\rho_{\text{mín}} < \rho < \rho_{\text{máx}}$$
$$0.002635 < 0.00814 < 0.015178571$$

Por lo tanto se acepta

$$As = \rho bd = 0.00814 \times 20 \times 28 = 4.56 \text{ cm}^2$$

Se usarán 2 varilla del No. 6 en la parte superior.

7.-Diseño por Cortante.

Se toma como $V_{\text{máx}}$ el que se presenta a una distancia de un peralte efectivo a partir del paño del apoyo donde se presenta el valor mayor en el diagrama. (Sección crítica)

$$Vd = 4603.00 \text{ kg}$$

$$Vu = 6444.2 \text{ kg}$$



En ningún caso se permitirá que V_u sea superior a:
(NTC-04. Secc. 2.5.2.4. Limitación para V_u).

$$2.5F_r b d \sqrt{f^* c} = 2.5 \times 0.8 \times 20 \times 28 \times \sqrt{200}$$

$$V_u < 15839.19$$

Se cumple con lo mencionado en el reglamento

Se manejará el área de acero con que está trabajando la sección.

$$A_{S_{real}} = 5.70 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{real} = \frac{A_{S_{real}}}{bd} = \frac{5.70}{20 \times 28} = 0.0107$$

Por lo tanto el resultado del porcentaje real de acero es menor que 0.015 y se usará la fórmula del caso I.

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f^* c} = 0.8 \times 20 \times 28 \times (0.2 + 20 \times 0.0107) \times \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 2556.89 \text{ kg}$$

$$V_{CR} < V_u$$

$$2556.898 < 6444.2$$

Se requiere colocar refuerzo por tensión diagonal.

Cortante que resistirán los estribos

$$V_{SR} = V_{CR} - V_u$$

$$V_{SR} = 2556.898 - 6444.2 = 3887.30 \text{ kg}$$

Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 7.9 mm (numero 2.5), cuya separación no excederá de medio peralte efectivo, $d/2$.

$$A_v = 0.98 \text{ cm}^2$$

Cuando V_u sea mayor que V_{CR} , la separación, s , del refuerzo por tensión diagonal requerido se determinará con:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\text{sen } \theta + \text{cos } \theta)}{V_{SR}} = \frac{0.8 \times 0.98 \times 4200 \times 28 \times 1}{3887.30} =$$

$$s = 23.72 \text{ cm}$$

s = La separación para este caso será la máxima permisible

Comparando con $S_{\text{mín}}$ y $S_{\text{máx}}$.

La separación, s , no debe ser menor de 60 mm

$$S_{\text{mín}} = 6.00 \text{ cm}$$



Si V_u es mayor que V_{CR} pero menor o igual que:

$$1.5 F_R b d \sqrt{f * c} \quad \text{Caso I}$$

La separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.5d$.

Si V_u es mayor que:

$$1.5 F_R b d \sqrt{f * c} \quad \text{Caso II}$$

La separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $.25d$.

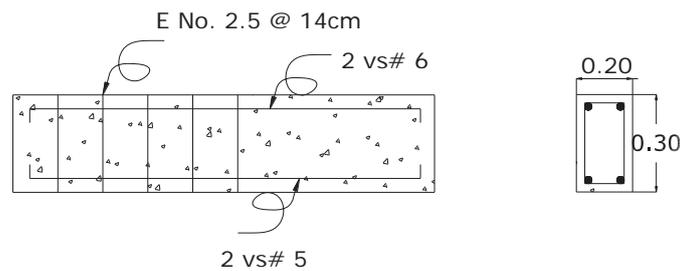
$$1.5 F_R b d \sqrt{f * c} \quad 10625.25 \text{ kg} > V_u > V_{cr}$$

Se tomara el caso I, por lo tanto se toma como separador máximo $0.5 d$

$$S_{\max} = 14.00 \text{ cm}$$

$$S > S_{\max}$$

Se colocarán estribos del No. 2.5 a cada 14 cm c. a. c.





8.-Cálculo de deflexiones.

Las deflexiones de la viga se calcularon usando el programa SAP 2000 para el análisis de estructuras.

8.1.-Deflexión inmediata.

$$\delta_{\max} = 0.206 \text{ cm}$$

8.2.-Deflexión diferida.

A no ser que se utilice un análisis preciso, la deflexión adicional que ocurra a largo plazo en miembros de concreto normal clase I, sujetos a flexión.

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd}$$

$$\rho' = \frac{5.70}{20 \times 28} = 0.0101$$

Donde:

ρ' = cuantía de acero a compresión

$$\delta_{diferida} = \delta_{inm} \times \left(\frac{2}{1 + 50\rho'} \right) = 0.242 \times \left(\frac{2}{1 + 50 \times 0.0101} \right)$$

$$\delta_{diferida} = 0.321 \text{ cm}$$

8.3.-Deflexión total.

$$\delta_{\text{total}} = \delta_{diferida} + \delta_{\max}$$

$$\delta_{\text{total}} = 0.206 + 0.321 = 0.527 \text{ cm}$$

8.4.-Deflexión permisible.

$$\delta_{perm} = \frac{L}{480} + 0.3 = \frac{300}{480} + 0.3$$

Donde:

L=Longitud del claro más largo.

$$\delta_{perm} = 0.925 \text{ cm}$$

$\delta_{\text{total}} < \delta_{perm}$ Se acepta la deflexión que presenta la viga.

**Trabe t-8 E – F**

Las cargas que actúan sobre la trabe son:

Peso propio de la losa Entrepiso
Peso de la trabe
Peso muro divisorio

1.-Losa de Entrepiso.

Área tributaria de la losa= 1.62 m²
Peso losa azotea= 0.650 ton/m²
 $W_{\text{azotea}} = 1.053 \text{ ton/m}^2$
Longitud del tramo= 2.00 m
Descarga por metro lineal= 0.527 ton/m
Peso propio de la trabe= 0.0960 ton/m

Se propone una trabe de 20cm por 20cm

b= 1.00 m
h= 2.70 m

Peso para un muro con acabado yeso - yeso = 0.225 ton/m²

Peso del muro= 0.608 ton/m²

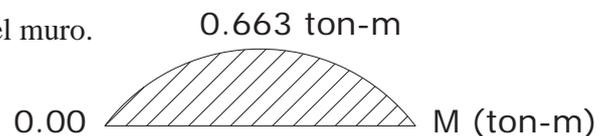
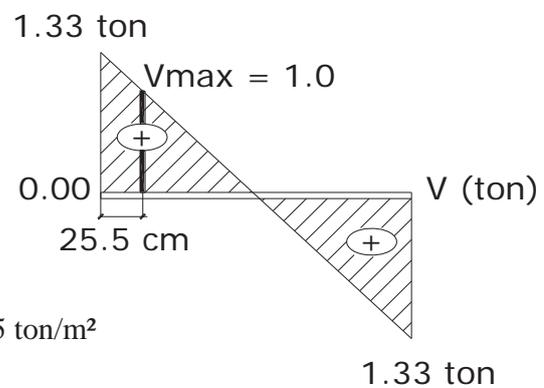
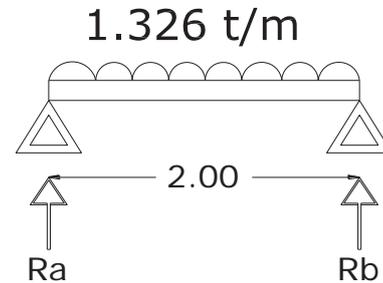
Muro divisorio (E - F) nada más se toma el peso del muro.

Descarga total sobre la trabe es:

Tramo (E - F)= 1.23 ton/m

2.-Diseño por flexión.**2.1.-Cálculo de cortantes y momentos.**

h= 20 cm
b= 20 cm
d= 18 cm
Peso trabe= 1.326 ton/m
Longitud= 2.00 m
Ra= 1.33 ton
Rb= 1.33 ton
 $M_{\text{max}} = 0.66 \text{ ton - m}$
 $M_u = 0.928 \text{ ton - m}$
 $V_{\text{max}} = 1.00 \text{ ton}$
 $V_u = 1.40 \text{ ton}$





2.2.-Constantes de diseño.

Cargas gravitacionales= 1.4

Fr (flexión)= 0.9

Fr (cortante)= 0.8

$f_y = 4200 \text{ kg/m}^2$

$f'_c = 250.00 \text{ kg/m}^2$

$f^*c = 200.00 \text{ kg/m}^2$

$f''c = 170.00 \text{ kg/m}^2$

$$\rho = \frac{f''c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_R b d^2 f''c}} \right] = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.928 \times 10^5}{0.9 \times 20 \times 18^2 \times 170}} \right]$$

$$\rho = 0.00399$$

2.3.-Comparando con $\rho_{\text{mín}}$ y $\rho_{\text{máx}}$.

$$\begin{array}{ccccccc} \rho_{\text{mín}} & < & \rho & < & \rho_{\text{máx}} \\ 0.0026 & < & 0.00399 & < & 0.0151 \end{array}$$

Por lo tanto se acepta

$$A_s = \rho b d = 0.00399 \times 20 \times 18 = 1.44 \text{ cm}^2$$

Nota: Debido a que no se presenta momento negativo se usará el área de acero mínimo.

Se usarán 2 varillas del No. 4 en la parte inferior y en la parte superior.

3.-Diseño por Cortante.

Se toma como $V_{\text{máx}}$ el que se presenta a una distancia de un peralte efectivo a partir del paño del apoyo donde se presenta el valor mayor en el diagrama. (Sección crítica)

$$V_d = 1000.0 \text{ kg}$$

$$V_u = 1400.0 \text{ kg}$$

En ningún caso se permitirá que V_u sea superior a:
(NTC-04. Secc. 2.5.2.4. Limitación para V_u).

$$2.5 F_r b d \sqrt{f^*c} = 2.5 \times 0.8 \times 20 \times 18 \times \sqrt{200}$$

$$V_u < 10182.33$$

Se cumple con lo mencionado en el reglamento



Se manejará el área de acero con que está trabajando la sección.

$$A_{sreal} = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{real} = \frac{A_{sreal}}{bd} = \frac{2.54}{20 \times 18} = 0.007$$

Por lo tanto el resultado del porcentaje real de acero es menor que 0.015 y se usará la fórmula del caso I.

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f * c} = 0.8 \times 20 \times 18 \times (0.2 + 20 \times 0.007) \times \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 1387.06 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} V_{CR} &< V_u \\ 1389.32 &< 1400.00 \end{aligned}$$

Se requiere colocar refuerzo por tensión diagonal.

Cortante que resistirán los estribos

$$V_{SR} = V_u - V_{CR}$$

$$V_{SR} = 1389.32 - 1400.00 = -10.676 \text{ kg}$$

Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 7.9 mm (numero 2.5), cuya separación no excederá de medio peralte efectivo, $d/2$.

$$A_v = 0.98 \text{ cm}^2$$

Cuando V_u sea mayor que V_{CR} , la separación, s , del refuerzo por tensión diagonal requerido se determinará con:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{V_{SR}} = \frac{0.8 \times 0.98 \times 4200 \times 18 \times 1}{10.676}$$

$$s = 83.83 \text{ cm}$$

s = La separación para este caso será la máxima permisible.

Comparando con $S_{mín}$ y $S_{máx}$.

La separación, s , no debe ser menor de 60 mm.

$$S_{mín} = 6.00 \text{ cm}$$

Si V_u es mayor que V_{CR} pero menor o igual que:

$$1.5 F_R b d \sqrt{f * c} \quad \text{Caso I}$$



La separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.5d$.

Si V_u es mayor que:

$$1.5 F_R b d \sqrt{f * c} \quad \text{Caso II}$$

La separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $.25d$.

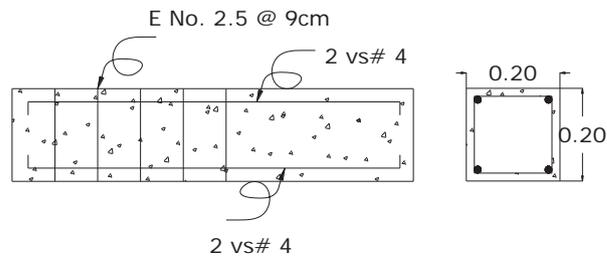
$$1.5 F_R b d \sqrt{f * c} \quad 6830.52 \text{ kg} > V_u > V_{cr}$$

Se tomara el caso I, por lo tanto se toma como separador máximo $0.5 d$

$$S_{\max} = 9.00 \text{ cm}$$

$$S > S_{\max}$$

Se colocarán estribos del No. 2.5 a cada 9 cm c. a. c.





4.-Cálculo de deflexiones.

Las deflexiones de la viga se calcularon usando el programa SAP 2000 para el análisis de estructuras.

4.1.-Deflexión inmediata.

$$\delta_{\max} = 0.124 \text{ cm}$$

4.2.-Deflexión diferida.

A no ser que se utilice un análisis preciso, la deflexión adicional que ocurra a largo plazo en miembros de concreto normal clase I, sujetos a flexión.

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd}$$
$$\rho' = \frac{2.54}{20 \times 18} = 0.007$$

Donde:

ρ' = cuantía de acero a compresión

$$\delta_{diferida} = \delta_{inm} \times \left(\frac{2}{1 + 50\rho'} \right) = 0.188 \times \left(\frac{2}{1 + 50 \times 0.0070} \right) =$$

$$\delta_{diferida} = 0.278 \text{ cm}$$

4.3.-Deflexión total.

$$\delta_{\text{total}} = \delta_{diferida} + \delta_{\max}$$

$$\delta_{\text{total}} = 0.124 + 0.278 = 0.402 \text{ cm}$$

4.4.-Deflexión permisible.

$$\delta_{perm} = \frac{L}{480} + 0.3 = \frac{200}{480} + 0.3 =$$

Donde:

L=Longitud del claro más largo.

$$\delta_{perm} = 0.717 \text{ cm}$$

$\delta_{\text{total}} < \delta_{perm}$ Se acepta la deflexión que presenta la viga.



Trabe t-9 (I) 7 – 9

Las cargas que actúan sobre la trabe son:

- Peso propio de la losaEntrepiso
- Peso de la trabe

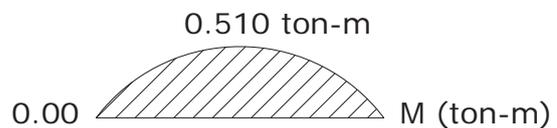
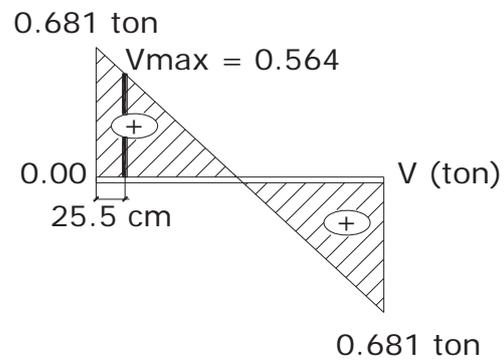
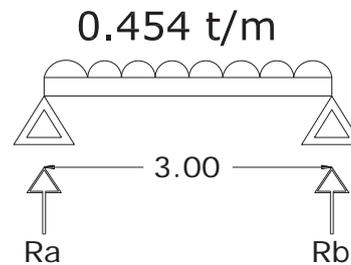
1.-Losa de Entrepiso.

- Área tributaria de la losa= 1.65 m²
- Peso losa azotea= 0.650 ton/m²
- W_{azotea}= 1.072 ton/m²
- Longitud del tramo= 3.00 m
- Descarga por metro lineal= 0.358 ton/m
- Peso propio de la trabe= 0.0960 ton/m

2.-Diseño por flexión.

2.1.-Cálculo de cortantes y momentos.

- h= 20 cm
- b= 20 cm
- d= 18 cm
- Peso trabe= 0.454 ton/m
- R_a= 0.681 ton
- R_b= 0.681 ton
- M_{max}= 0.510 ton - m
- M_u= 0.714 ton - m
- V_{max}= 0.564 ton
- V_u= 0.790 ton



2.2.-Constantes de diseño.

- Cargas gravitacionales= 1.4
- Fr (flexión)= 0.9
- Fr (cortante)= 0.8
- f_y= 4200 kg/m²
- f'_c= 250.00 kg/m²
- f*_c= 200.00 kg/m²
- f''_c= 170.00 kg/m²

$$\rho = \frac{f''c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_R b d^2 f''c}} \right] = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.714 \times 10^5}{0.9 \times 20 \times 18^2 \times 170}} \right]$$

ρ = 0.0030

**2.3.-Comparando con $\rho_{\text{mín}}$ y $\rho_{\text{máx}}$.**

$$\begin{array}{ccccccc} \rho_{\text{mín}} & < & \rho & < & \rho_{\text{máx}} \\ 0.0026 & < & 0.0030 & < & 0.0151 \end{array}$$

Por lo tanto se acepta

$$A_s = \rho b d = 0.0030 \times 20 \times 18 = 1.09 \text{ cm}^2$$

Nota: Debido a que no se presenta momento negativo se usará el área de acero mínimo.

Se usarán 2 varillas del No. 4 en la parte inferior y en la parte superior.

3.-Diseño por Cortante.

Se toma como $V_{\text{máx}}$ el que se presenta a una distancia de un peralte efectivo a partir del paño del apoyo donde se presenta el valor mayor en el diagrama. (Sección crítica)

$$V_d = 564.60 \text{ kg}$$

$$V_u = 790.45 \text{ kg}$$

En ningún caso se permitirá que V_u sea superior a:
(NTC-04. Secc. 2.5.2.4. Limitación para V_u).

$$2.5 F_R b d \sqrt{f^* c} = 2.5 \times 0.8 \times 20 \times 18 \times \sqrt{200}$$

$$V_u < 10182.33$$

Se cumple con lo mencionado en el reglamento

Se manejará el área de acero con que está trabajando la sección.

$$A_{s\text{real}} = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{real}} = \frac{A_{s\text{real}}}{b d} = \frac{2.54}{20 \times 18} = 0.007$$

Por lo tanto el resultado del porcentaje real de acero es menor que 0.015 y se usará la fórmula del caso I.

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f^* c} = 0.8 \times 20 \times 18 \times (0.2 + 20 \times 0.0030) \times \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 1033.27 \text{ kg}$$

$$\begin{array}{l} V_{CR} < V_u \\ 1033.27 < 790.45 \end{array}$$

Se requiere colocar refuerzo por tensión diagonal.



Cortante que resistirán los estribos

$$V_{SR} = V_u - V_{CR}$$

$$V_{SR} = 1033.27 - 790.45 = 270.90 \text{ kg}$$

Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 7.9 mm (numero 2.5), cuya separación no excederá de medio peralte efectivo, $d/2$.

$$A_v = 0.98 \text{ cm}^2$$

Cuando V_u sea mayor que V_{CR} , la separación, s , del refuerzo por tensión diagonal requerido se determinará con:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\text{sen } \theta + \text{cos } \theta)}{V_{SR}} = \frac{0.8 \times 0.98 \times 4200 \times 18 \times 1}{598.87}$$

$$s = 218.79 \text{ cm}$$

s = La separación para este caso será la máxima permisible.

Comparando con $S_{\text{mín}}$ y $S_{\text{máx}}$.

La separación, s , no debe ser menor de 60 mm.

$$S_{\text{mín}} = 6.00 \text{ cm}$$

Si V_u es mayor que V_{CR} pero menor o igual que:

$$1.5 F_R b d \sqrt{f * c} \quad \text{Caso I}$$

La separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.5d.

Si V_u es mayor que:

$$1.5 F_R b d \sqrt{f * c} \quad \text{Caso II}$$

La separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que .25d.

$$1.5 F_R b d \sqrt{f * c} \quad 6830.52 \text{ kg} > V_u > V_{CR}$$

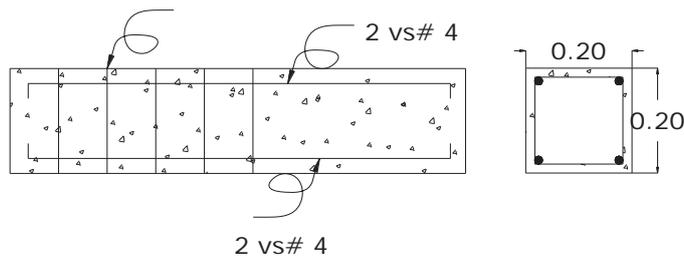
Se tomara el caso I, por lo tanto se toma como separador máximo 0.5 d

$$S_{\text{máx}} = 9.00 \text{ cm}$$

$$S > S_{\text{máx}}$$

Se colocarán estribos del No. 2.5 a cada 9 cm c. a. c.

E No. 2.5 @ 9cm





4.-Cálculo de deflexiones.

Las deflexiones de la viga se calcularon usando el programa SAP 2000 para el análisis de estructuras.

4.1.-Deflexión inmediata.

$$\delta_{\max} = 0.222 \text{ cm}$$

4.2.-Deflexión diferida.

A no ser que se utilice un análisis preciso, la deflexión adicional que ocurra a largo plazo en miembros de concreto normal clase I, sujetos a flexión.

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd}$$
$$\rho' = \frac{2.54}{20 \times 18} = 0.007$$

Donde:

ρ' = cuantía de acero a compresión

$$\delta_{diferida} = \delta_{inm} \times \left(\frac{2}{1 + 50\rho'} \right) = 0.188 \times \left(\frac{2}{1 + 50 \times 0.007} \right) =$$

$$\delta_{diferida} = 0.278 \text{ cm}$$

4.3.-Deflexión total.

$$\delta_{\text{total}} = \delta_{diferida} + \delta_{\max}$$

$$\delta_{\text{total}} = 0.222 + 0.278 = 0.50 \text{ cm}$$

4.4.-Deflexión permisible.

$$\delta_{perm} = \frac{L}{480} + 0.3 = \frac{300}{480} + 0.3 =$$

Donde:

L=Longitud del claro más largo.

$$\delta_{perm} = 0.925 \text{ cm}$$

$\delta_{\text{total}} < \delta_{perm}$ Se acepta la deflexión que presenta la viga.



Trabe t-10 (M) 7 – 9

Las cargas que actúan sobre la trabe son:

- Peso propio de la losaEntrepiso
- Peso de la trabe

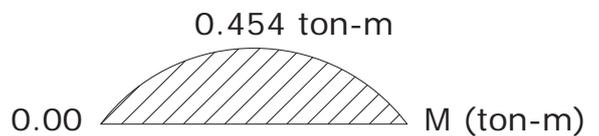
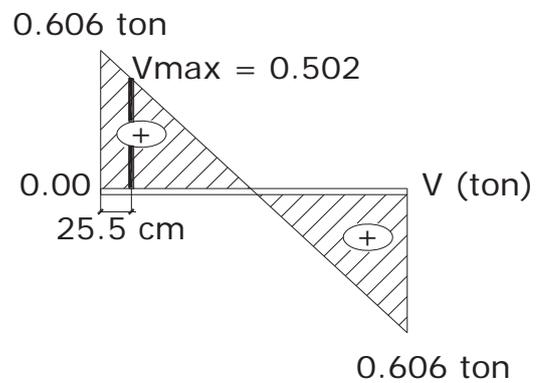
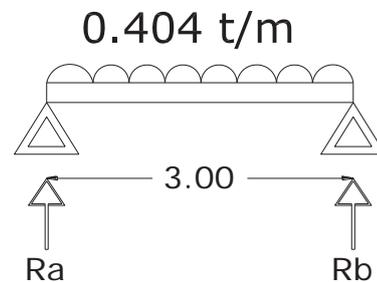
1.-Losa de Entrepiso.

- Área tributaria de la losa= 1.42 m²
- Peso losa azotea= 0.650 ton/m²
- W_{azotea}= 0.923 ton/m²
- Longitud del tramo= 3.00 m
- Descarga por metro lineal= 0.308 ton/m
- Peso propio de la trabe= 0.096 ton/m

2.-Diseño por flexión.

2.1.-Cálculo de cortantes y momentos.

- h= 20 cm
- b= 20 cm
- d= 18 cm
- Peso trabe= 0.404 ton/m
- R_a= 0.606 ton
- R_b= 0.606 ton
- M_{max}= 0.454 ton - m
- M_u= 0.635 ton - m
- V_{max}= 0.502 ton
- V_u= 0.703 ton



2.2.-Constantes de diseño.

- Cargas gravitacionales= 1.4
- Fr (flexión)= 0.9
- Fr (cortante)= 0.8
- f_y= 4200 kg/m²
- f'_c= 250.00 kg/m²
- f^{*}_c= 200.00 kg/m²
- f''_c= 170.00 kg/m²

$$\rho = \frac{f''c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f''c}} \right] = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.635 \times 10^5}{0.9 \times 20 \times 18^2 \times 170}} \right]$$

ρ= 0.0026

**2.3.-Comparando con $\rho_{\text{mín}}$ y $\rho_{\text{máx}}$.**

$$\begin{array}{ccccccc} \rho_{\text{mín}} & < & \rho & < & \rho_{\text{máx}} \\ 0.0026 & < & 0.0026 & < & 0.0151 \end{array}$$

Por lo tanto se acepta

$$A_s = \rho b d = 0.0026 \times 20 \times 18 = 0.97 \text{ cm}^2$$

Nota: Debido a que no se presenta momento negativo se usará el área de acero mínimo.

Se usarán 2 varillas del No. 4 en la parte inferior y en la parte superior.

3.-Diseño por Cortante.

Se toma como $V_{\text{máx}}$ el que se presenta a una distancia de un peralte efectivo a partir del paño del apoyo donde se presenta el valor mayor en el diagrama. (Sección crítica)

$$V_d = 502.56 \text{ kg}$$

$$V_u = 703.59 \text{ kg}$$

En ningún caso se permitirá que V_u sea superior a:
(NTC-04. Secc. 2.5.2.4. Limitación para V_u).

$$2.5 F_R b d \sqrt{f^* c} = 2.5 \times 0.8 \times 20 \times 18 \times \sqrt{200}$$

$$V_u < 10182.33$$

Se cumple con lo mencionado en el reglamento

Se manejará el área de acero con que está trabajando la sección.

$$A_{s_{\text{real}}} = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{real}} = \frac{A_{s_{\text{real}}}}{b d} = \frac{2.54}{20 \times 18} = 0.007$$

Por lo tanto el resultado del porcentaje real de acero es menor que 0.015 y se usará la fórmula del caso I.

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20 \rho) \sqrt{f^* c} = 0.8 \times 20 \times 18 \times (0.2 + 20 \times 0.0026) \times \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 1033.27 \text{ kg}$$

$$\begin{array}{ccc} V_{CR} & < & V_u \\ 1033.27 & < & 703.59 \end{array}$$



Se requiere colocar refuerzo por tensión diagonal.
Cortante que resistirán los estribos

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

$$V_{sr} = 1033.27 - 703.59 = 329.68 \text{ kg}$$

Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 7.9 mm (numero 2.5), cuya separación no excederá de medio peralte efectivo, $d/2$.

$$A_v = 0.98 \text{ cm}^2$$

Cuando V_u sea mayor que V_{CR} , la separación, s , del refuerzo por tensión diagonal requerido se determinará con:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{V_{SR}} = \frac{0.8 \times 0.98 \times 4200 \times 18 \times 1}{329.68}$$

$$s = 179.78 \text{ cm}$$

$s =$ La separación para este caso será la máxima permisible.

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

La separación, s , no debe ser menor de 60 mm.

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

Si V_u es mayor que V_{CR} pero menor o igual que:

$$1.5 F_R b d \sqrt{f * c} \quad \text{Caso I}$$

La separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.5d$.

Si V_u es mayor que:

$$1.5 F_R b d \sqrt{f * c} \quad \text{Caso II}$$

La separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $.25d$.

$$1.5 F_R b d \sqrt{f * c} \quad 6830.52 \text{ kg} > V_u > V_{cr}$$

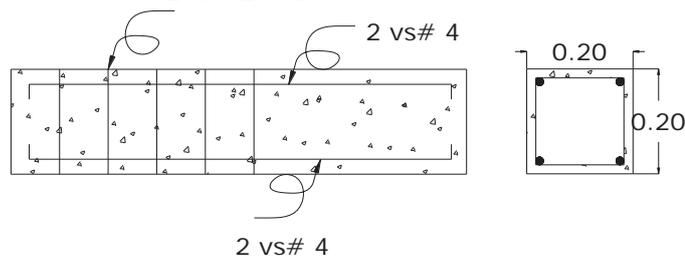
Se tomara el caso I, por lo tanto se toma como separador máximo $0.5 d$

$$S_{\max} = 9.00 \text{ cm}$$

$$S > S_{\max}$$

Se colocarán estribos del No. 2.5 a cada 9 cm c. a. c.

E No. 2.5 @ 9cm





4.-Cálculo de deflexiones.

Las deflexiones de la viga se calcularon usando el programa SAP 2000 para el análisis de estructuras.

4.1.-Deflexión inmediata.

$$\delta_{\max} = 0.197 \text{ cm}$$

4.2.-Deflexión diferida.

A no ser que se utilice un análisis preciso, la deflexión adicional que ocurra a largo plazo en miembros de concreto normal clase I, sujetos a flexión.

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd}$$
$$\rho' = \frac{2.54}{20 \times 18} = 0.007$$

Donde:

ρ' = cuantía de acero a compresión

$$\delta_{diferida} = \delta_{inm} \times \left(\frac{2}{1 + 50\rho'} \right) = 0.188 \times \left(\frac{2}{1 + 50 \times 0.007} \right) =$$

$$\delta_{diferida} = 0.278 \text{ cm}$$

4.3.-Deflexión total.

$$\delta_{\text{total}} = \delta_{diferida} + \delta_{\max}$$

$$\delta_{\text{total}} = 0.197 + 0.278 = 0.475 \text{ cm}$$

4.4.-Deflexión permisible.

$$\delta_{perm} = \frac{L}{480} + 0.3 = \frac{300}{480} + 0.3 =$$

Donde:

L=Longitud del claro más largo.

$$\delta_{perm} = 0.925 \text{ cm}$$

$\delta_{\text{total}} < \delta_{perm}$ Se acepta la deflexión que presenta la viga.



CAPÍTULO V

DISEÑO DE DALAS Y CASTILLOS

En la mampostería confinada, los muros están rodeados por elementos de concretos del mismo espesor (castillos y dalas o cadenas). Estos forman un pequeño marco perimetral que cumple la función de ligar los muros entre si y de proporcionarles un confinamiento que les garantice un mejor funcionamiento ante fuerzas cortantes.

(NTC-04. Secc. 5 Mampostería Confinada).

A) Castillos: Deberá colocarse un castillo en cada extremo o intersección de muros y a una separación no mayor que L, de modo que:

$$L \leq 4m$$

$$L \leq 1.5H$$

Los pretilas y parapeto deberán tener castillos a una separación no mayor de 4m.

B) Cadenas: Deberá colocarse una cadena en todo extremo superior o inferior de un muro a una separación vertical no mayor que 3 m:

$$H \leq 3m$$

Y en la parte superior de pretilas y parapetos cuya altura sea superior a 0.5 m.

C) Refuerzo: Los castillos y cadenas llevaran un refuerzo longitudinal A_s que cumpla:

$$A_s \geq 0.2 = \frac{f''c}{f_y} t^2$$

Los castillos y dalas tendrán como dimensión mínima el espesor de la mampostería del muro, " t".

El concreto de castillos y dalas tendrá una resistencia a compresión mínima de 150 kg/cm².

En dalas y castillos el refuerzo transversal (estribos cerrados) tendrán un área de acción A_{sc} de al menos.

$$A_{sc} = \frac{1000 s}{f_y h_c}$$

Donde:

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

s = Separación de estribos, que no excederá de 1.5 t ni 20 cm.

**Diseño de las dalas.****Proponiendo dimensiones 12 x 15 cm.**

$$f'c = 150.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = 12.00 \text{ cm}$$

$$h_c = 15.00 \text{ cm}$$

Proponiendo varillas del No. 3.

$$A_s = 0.2 \left(\frac{f'c}{f_y} \right) t^2 = 0.2 \left(\frac{150}{4200} \right) 12^2 =$$

$$A_s = 1.03 \text{ cm}^2$$

A_s = Es el área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en la dala y castillo.

Para refuerzo longitudinal.

$$\text{No. varillas} = \frac{A_s}{a_o} = \frac{1.03}{0.71} =$$

Donde:

a_o = Área de acero de la varilla No. 3 (0.71 cm^2).

$$\text{No. Varillas} = 1.45 \approx 2$$

Por lo tanto llevaran 2 varillas del No. 3 tanto en el lecho superior como en el inferior.

Cálculo de la separación de los estribos.

La separación de estribos, que no excederá de 1.5 t ni 20 cm.

$$S_{\max} = 15 \text{ cm.}$$

La separación máxima será de 15 cm.

Cálculo de refuerzo transversal.

Se usará estribos del No. 2.

$$A_s = 0.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = \frac{1000 s}{f_y h_c} = \frac{1000 \times 15}{4200 \times 15} =$$

Donde:

s = Separación máxima.

$$A_s \geq A_{sc}$$

$$0.64 \text{ cm}^2 \geq 0.238 \text{ cm}^2$$



Por lo tanto se colocarán estribos del No. 2 a cada 15 cm.

Diseño de castillos.

Proponiendo dimensiones de 12 x 15 cm

Ecuación para calcular la resistencia del castillo a la compresión con refuerzo longitudinal y recubrimiento:

$$Pro = F_R (f''c (Ag) + As(fy))$$

Cuando en los castillos se recibe una carga muy grande, debe revisarse su resistencia a la compresión axial con la expresión anterior.

Donde:

$f''c$ = Resistencia especificada del concreto en compresión.

Ag = Área total de la sección.

As = Área de acero longitudinal.

fy = Esfuerzo de flexión del acero.

Pu = $F_c \times$ (Carga más grande).

Se debe cumplir que: $Pr \geq Pu$

$f'c = 150.00 \text{ kg/cm}^2$

$f''c = 102.00 \text{ kg/cm}^2$

$fy = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$

$t = 12.00 \text{ cm}$

$hc = 15.00 \text{ cm}$

$F_R(\text{cortante}) = 0.80$

$F.C. = 1.4$ (Factor de carga)

Se proponen 4 varillas del No.3.

$As = 0.71 \times 4 \text{ varillas} = 2.85 \text{ cm}^2$

$Ag = t \times hc = 180 \text{ cm}^2$

$$Pro = Fr (f''c (Ag) + As(fy))$$

$$Pro = 0.8x((102.0x180) + (2.85 x 4200)) \text{ E No. 2 @ 15cm}$$

$$Pro = 24264 \text{ kg}$$

Carga más grande en las trabes = 13000 kg de la trabe 7

$Pu = 1.4 \times 8900 \text{ kg.}$

$Pu = 18200 \text{ kg}$

$$Pro > Pu$$

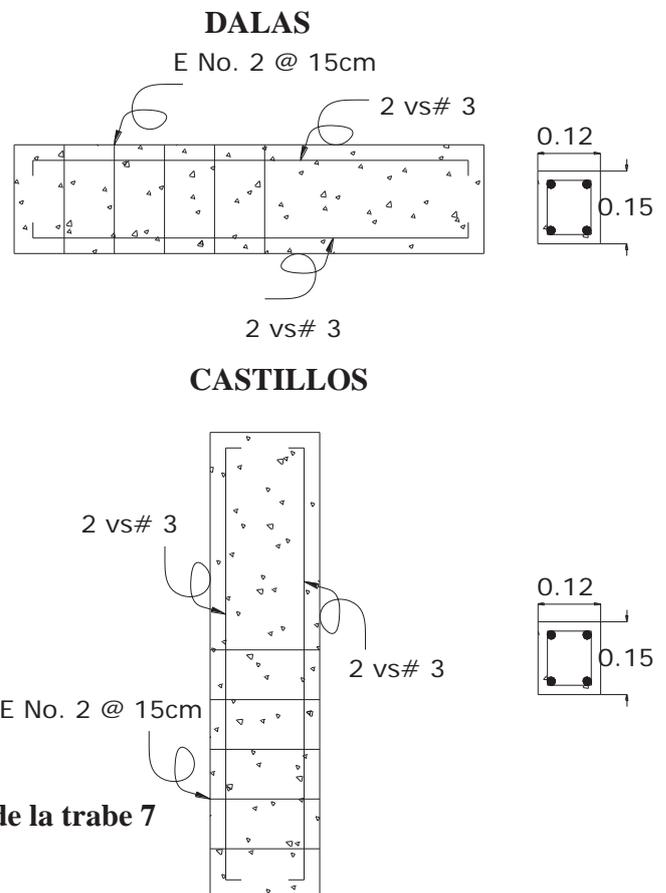
$$24264 > 18200$$

Por lo tanto el castillo de 12 x 15 cm soporta la carga de las trabes.

Cálculo de la separación de los estribos.

La separación de estribos, que no excederá de 1.5 t ni 20 cm.

$$S_{m\acute{a}x} = 18 \text{ cm. } \approx 15.00 \text{ cm}$$





MUROS DE MAMPOSTERÍA

Revisión de muros ante cargas verticales.

Las cargas verticales se derivan fundamentalmente del funcionamiento de la construcción, es decir, corresponden al peso propio de la estructura y acabados, así como de las cargas generadas por el uso de la edificación.

En una estructura de mampostería, estas cargas serán soportadas por los muros, los cuales se llaman muros de carga y cuya función principal es la de soportar y transmitir las cargas a la cimentación. De manera simple, se puede establecer la forma de resistir estas cargas a partir de las disposiciones que el reglamento establece para el análisis y la revisión de muros sujetos a la acción de cargas verticales, las cuales se indican a continuación:

1.- En las juntas de muros y pisos ocurren rotaciones locales debidas al asentamiento del mortero, por lo que se considera que la junta tiene capacidad de rotación, lo cual genera, en ese lugar, una articulación que provoca que los momentos sean nulos.

2.- Para el diseño sólo se tomarán en cuenta los momentos debidos a los siguientes efectos:

A) Los momentos que deben ser resistidos por condiciones de estática y que no pueden ser distribuidos por la rotación del nudo, como son los momentos debidos a un voladizo que se empotre en el muro y los debidos a empujes de viento o sismo normales al plano del muro.

B) Los momentos debidos a la excentricidad con que se transmite la carga de la losa del piso inmediatamente superior en muros extremos.

Resistencia a compresión de muros confinados.

(NTC-Mampostería-04 Sección 2.7 Resistencia a compresión y flexocompresión en el plano del muro).

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

Donde:

F_R = Factor de resistencia (0.6).

F_E = Factor de reducción para muros interiores o exteriores.

f_m^* = Resistencia de diseño a compresión de la mampostería.

A_T = Área tributaria.

FR: Se tomara igual a 0.6 (Para muros confinados o reforzados interiormente)



En la revisión, se deberán tomar en cuenta los efectos de excentricidad y esbeltez de cada muro, se puede considerar mediante los valores aproximados del factor de reducción:

1.- Se podrá tomar F_e igual a 0.7 para muros interiores que soporten claros que no difieren en más de 50 por ciento.

Se podrá tomar F_e igual a 0.6 para muros extremos o con claros que difieren en más de 50 por ciento así como para casos en que la relación entre cargas vivas y cargas muertas de diseño excede de uno. Para ambos casos, se deberá cumplir simultáneamente que:

A).- Las deformaciones de los extremos superior e inferior del muro en la dirección normal a su plano están restringidas por el sistema de piso, por dalas o por otros elementos.

B) 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;

$$e = \frac{t}{12} \quad e = 1$$

Donde:

t= Espesor del muro (12 cm)

C) La relación altura libre a espesor del muro, H/t , no excede de 20.

$$\frac{H}{t} \leq 20$$

Donde:

H= Altura libre de piso a losa (2.70 m).

$$\frac{2.70}{12} = 22.5 \geq 20 \quad \therefore \text{No se cumple}$$

2.- Cuando no se cumpla algunas de las condiciones, el factor de reducción por excentricidad y esbeltez se determinará como el menor entre el que se especifica en el inciso "C", 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 mas una excentricidad accidental que se tomara igual a $t/24$.

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

k= 2 Para muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior;

k= 1 Para muros extremos en que se apoya la losa; y

k= 0.8 Para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro.

**Revisión de muros ante cargas verticales planta alta.**

Peso de los muros de azotea:

Cargas permanentes + accidentales

Carga de servicio en azotea: 575 kg/m²

Carga de tinaco en azotea: 848.21kg/m²

Wmuro con acabado azulejo-yeso = (280 kg/m²) x (2.7m)/100= 7.56 kg/cm

Wmuro con acabado yeso-yeso = (225 kg/m²) x (2.7m)/100= 6.075 kg/cm

Wmuro con acabado azulejo-mortero = (287 kg/m²) x (2.7m)/100= 7.749 kg/cm

Wmuro con acabado yeso-mortero = (233 kg/m²) x (2.7m)/100= 6.291 kg/cm

Datos:

Se construirá en Morelia, Michoacán.

Altura Libre de Entrepiso= 270.00 cm

Espesor mampostería= 12.0 cm

Resistencia de diseño a compresión de la mampostería, f_m^* .

(NTC-Mampostería-Tabla 2.8).

Tabique Barro rojo recocido

Mortero tipo II

Resistencia a la compresión $f_m^*= 15 \text{ kg/cm}^2$ (N.T.C. Mampostería)

$e' = 0.5$

En la siguiente tabla se presenta la revisión de muros por carga vertical de la planta alta.

Donde:

Carga total de la losa= Área tributaria x Peso de azotea.

Peso propio del muro= Longitud x Peso del muro.

Carga vertical Actuante:

P (carga vertical)= Carga total de la losa + Peso propio del muro.

Pu (carga ultima)= 1.4 x carga Vertical.

Donde:

F.C.= 1.4

Factor de Reducción por excentricidad: $F_E = 1$

Carga vertical resistente= $F_R \times F_E \times (f_m^* + 4) \times \text{Área Total}$.



REVISION DE MUROS POR CARGAS VERTICALES " PLANTA ALTA "

MURO	LONGITUD (CM)	ESPESOR (CM)	AREA TRIBUTARIA (M2)	CARGA TOTAL DE LA LOSA (KG)	PESO PROPIO DEL MURO (KG)	CARGA VERTICAL ACTUANTE		FE	CARGA VERTICAL RESISTENTE (KG)
						P (KG)	Pu (KG)		
B 1-2	110	12	1.94	1115.50	692.01	1807.51	2530.51	0.31	4680.55
B 4'-5	93	12	1.61	925.75	585.06	1510.81	2115.14	0.31	3965.35
B 5-6'	149	12	3.05	1753.75	937.36	2691.11	3767.55	0.31	6237.35
B 8'-9	128	12	2.60	1495.00	805.25	2300.25	3220.35	0.31	5362.74
E 1-4	293	12	5.57	3202.75	1779.98	4982.73	6975.82	0.45	18018.73
E 7-9	297	12	5.94	3415.50	1804.28	5219.78	7307.69	0.45	18164.46
H 2-4	175	12	3.95	5070.63	1323.00	6393.63	8951.08	0.42	9994.41
I 2-4	175	12	4.00	5134.81	1323.00	6457.81	9040.94	0.42	9983.90
J 7-7'	72	12	1.00	575.00	452.95	1027.95	1439.13	0.32	3146.63
J 8-9	65	12	0.91	523.25	408.92	932.17	1305.03	0.32	2838.16
N 1-2'	80	12	1.61	925.75	503.28	1429.03	2000.64	0.31	3355.08
N 4'-5	97	12	2.02	1161.50	610.23	1771.73	2480.42	0.31	4053.03
N 5-7	185	12	0.93	534.75	1433.57	1968.32	2755.64	0.36	9146.86
1 B-E	435	12	4.67	2685.25	2736.59	5421.84	7590.57	0.33	19567.15
1 E-H	200	12	1.15	661.25	1258.20	1919.45	2687.23	0.35	9597.95
1 I-N	515	12	6.31	3628.25	3239.87	6868.12	9615.36	0.32	22826.56
2 H-H'	38	12	0.2	256.74	294.46	551.20	771.68	0.33	1731.67
2 H"-1	47	12	0.26	333.76	295.68	629.10	881.22	0.32	2081.35
4 F-H	85	12	0.36	207.00	642.60	849.60	1189.44	0.53	6217.37
5 I'-J'	75	12	3.16	1817.00	455.63	2272.63	3181.68	0.42	4269.22
5 K-K'	204	12	6.56	3772.00	1239.30	5011.30	7015.82	0.43	11891.00
7 I-J	125	12	1.38	793.50	759.38	1552.88	2174.03	0.48	8167.92
7 J-K	106	12	1.11	638.25	666.85	1305.10	1827.13	0.33	4781.24
7 k-K'	90	12	1.29	741.75	697.41	1439.16	2014.82	0.33	4012.22
7 M-N	80	12	0.77	442.75	619.92	1062.67	1487.74	0.34	3724.04
9 B-E	435	12	4.74	2725.50	2736.59	5462.09	7646.92	0.33	19534.87
9 E-J	460	12	4.47	2570.25	2893.86	5464.11	7649.75	0.33	20920.00
	4814		71.56		31195.18	78302.37	109623.32		238269.79

Las cargas resistentes son mayores que las cargas actuantes, por lo tanto se acepta la densidad de muros en la planta alta.



Revisión de muros ante cargas verticales planta baja.

Peso de los muros de Entrepiso:

Cargas permanentes + accidentales

Carga de servicio entrepiso: 650 kg/m²

Peso para un muro con acabado azulejo – yeso= 0.280 ton/m²

Peso para un muro con acabado yeso - yeso= 0.225 ton/m²

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

Peso para un muro con acabado yeso - mortero= 0.233 ton/m²

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

$W_{\text{muro con acabado azulejo - yeso}} = (280 \text{ kg/m}^2) \times (2.7\text{m})/100 = 7.56 \text{ kg/m}^2$

$W_{\text{muro con acabado yeso - yeso}} = (225 \text{ kg/m}^2) \times (2.7\text{m})/100 = 6.075 \text{ kg/m}^2$

$W_{\text{muro con acabado azulejo - mortero}} = (287 \text{ kg/m}^2) \times (2.7\text{m})/100 = 7.749 \text{ kg/m}^2$

$W_{\text{muro con acabado yeso - mortero}} = (233 \text{ kg/m}^2) \times (2.7\text{m})/100 = 6.291 \text{ kg/m}^2$

$W_{\text{muro con acabado mortero - mortero}} = (240 \text{ kg/m}^2) \times (2.7\text{m})/100 = 6.48 \text{ kg/m}^2$



REVISION DE MUROS POR CARGAS VERTICALES " PLANTA BAJA "

MURO	LONGITUD (cm)	ESPESOR (cm)	AREA TRIBUTARIA (M2)	CARGA TOTAL DE LA LOSA (KG)	PESO PROPIO DEL MURO (KG)	PESO DEL NIVEL 2	CARGA VERTICAL ACTUANTE		FE	CARGA VERTICAL RESISTENTE (KG)
							P (KG)	Pu (KG)		
C 1 - 2	120	24	2.32	1508.00	754.92	2949.05	5211.97	7296.76	0.78	25678.78
C 4 - 5	58	24	1.23	799.50	364.88	1563.51	2727.88	3819.04	0.78	12402.89
C 5 - 6	177	24	3.48	3062.55	1113.51	4423.58	8599.63	12039.49	0.77	37412.92
C 8 - 9	100	24	1.98	1742.49	629.10	2516.86	4888.45	6843.83	0.77	21135.97
E 1 - 4	300	12	3.18	2067.00	1822.50	4042.23	7931.73	11104.43	0.83	34055.01
H 1 - 4	277	12	1.52	2235.81	2094.12	1932.14	6262.07	8766.89	0.51	19344.61
I 1 - 4	277	12	1.42	1783.52	2094.12	1805.02	5682.66	7955.73	0.52	19693.74
J 4 - 5	85	18	2.01	2617.23	534.74	2555.00	5706.96	7989.75	0.71	12344.18
J 5 - 7	100	18	2.25	2929.74	629.10	2860.07	6418.91	897.47	0.71	14530.98
L 1 - 1'	93	12	1.49	968.50	585.06	1894.00	3447.57	4826.59	0.53	6701.35
P 7 - 9	277	12	1.87	1215.50	1742.61	2377.04	5335.14	7469.20	0.37	13937.90
1 B - C	42	12	0.05	32.50	272.16	63.56	368.22	515.50	0.39	2230.27
1 C - E	385	12	3.72	2418.00	2422.04	4728.65	9568.68	13396.16	0.36	19181.14
1 E - H	185	12	0	0.00	1163.84	0.00	1163.84	1629.37	0.40	10149.56
1 H - I	135	12	0.46	676.63	1046.12	584.73	2307.47	3230.45	0.52	9679.27
1 I - L	335	12	2.73	1774.50	2107.49	3470.22	7352.20	10293.09	0.54	24526.11
1 L - M'	280	12	1.97	1806.55	1761.48	2504.15	6072.18	8501.05	0.52	20040.55
4 H' - I	60	24	2.21	3037.25	453.60	2809.22	6300.07	8820.10	0.80	13115.81
4 I' - J'	111	24	3.15	6630.27	698.30	4004.10	11332.67	15865.74	0.74	22466.53
5 c - c'	200	18	3.72	2418.00	1215.00	4728.65	8361.65	11706.31	0.66	27092.63
7 E - F'	102	18	2.17	2825.57	619.65	2758.38	6203.60	8685.04	0.63	13236.83
7 H - I	143	24	4.40	6047.01	868.73	5593.03	12508.76	17512.27	0.75	29512.92
7 I - J	125	12	1.17	1607.96	786.38	1487.24	3881.57	5434.19	0.78	13313.75
7 J' - L	142	18	1.19	2504.77	920.16	1512.66	4937.59	6912.62	0.62	18176.12
7 L - M	100	12	0.5	458.52	648.00	635.57	1742.09	2438.92	0.36	4961.17
7 M - P	235	12	2.96	1924.00	1478.39	3762.58	7164.97	10030.95	0.36	11633.76
9 B - C	42	12	0.05	44.00	272.16	63.56	379.72	531.61	0.38	2207.13



MURO	LONGITUD (cm)	ESPESOR (cm)	AREA TRIBUTARIA (M2)	CARGA TOTAL DE LA LOSA (KG)	PESO PROPIO DEL MURO (KG)	PESO DEL NIVEL 2	CARGA VERTICAL ACTUANTE		FE	CARGA VERTICAL RESISTENTE (KG)
							P (KG)	Pu (KG)		
9 C - E	385	12	3.72	3273.76	2422.04	4728.65	10424.45	14594.23	0.36	18709.95
9 E - I	335	12	2.90	1885.00	2107.49	3686.31	7678.80	10750.32	0.37	16738.33
9 I - J	125	12	0.39	253.50	810.00	495.75	1559.25	2182.94	0.86	14731.91
9 M - P	235	12	1.39	903.50	1478.39	1766.89	4148.77	5808.28	0.37	11871.70
	5566		61.6		35916.02		175107.6	245150.7		520996.3

Como los muros C 1-2, C 4-5, C 5-6', C 8'-9, 4 H'-I, 4 I'-J' y 7 H-I de tabique de 12 cm no resisten la carga vertical, se opto por incrementar su espesor a 24 cm. Con lo cual resisten perfectamente la carga vertical.

Como los muros J 4-5, J 5'-7, 5 C-C', 7 E-F' y 7 J'-L de tabique de 12 cm no resisten la carga vertical, se opto por incrementar su espesor a 18 cm. Con lo cual resisten perfectamente la carga vertical.

Los muros de planta baja son adecuados para resistir cargas verticales.



Revisión de muros sujetos ante cargas horizontales "SISMO"

Las cargas horizontales que actúan sobre las estructuras de mampostería se deben a diversas causas. Sin embargo, la causa más frecuente e importante es el sismo. La acción sísmica produce efectos diversos de los cuales, el más trascendente, es el de la fuerza cortante sobre la estructura. Esta debe ser resistida mediante elementos estructurales (marcos rígidos o muros). En este apartado, se considera que los elementos resistentes básicos son los muros de mampostería.

El RCDF establece que la resistencia por cortante V_R de los muros en cada dirección de análisis debe ser mayor o cuando menos igual al cortante último V_U producido por la acción sísmica:

$$V_R \geq V_U$$

Criterios de análisis sísmico.

Sirve para la determinación de los efectos de las cargas laterales inducidas por el sismo. Se hará con base en las rigideces relativas de los distintos muros y segmentos de muro. Estas se determinarán tomando en cuenta las deformaciones por cortante y flexión.

Método simplificado de análisis sísmico.

Verifica que la fuerza cortante que toma cada muro o segmento es proporcional a su área transversal, ignorar los efectos de torsión y de momento de volteo.

Este método es aplicable a estructuras cuya altura no exceda los 13 metros y que cumplan ciertas condiciones de regularidad en carga y rigidez.

Para garantizar que se cumplan las condiciones de regularidad en la distribución de carga y rigideces, el RCDF establece los siguientes requisitos para la aplicación del método simplificado:

- 1.- En cada planta, al menos el 75% de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistente y rígidos al corte.
- 2.- Dichos muros tendrán una distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales principalmente, y existen muros perimetrales con longitudes mínimas del 50% del total.

**Análisis por cargas laterales.**

Donde:

L = La longitud del muro más largo vertical. = 15 m

B = La longitud del muro más largo horizontal. = 9 m

H = La altura total de la casa. = 5.66 m

$$\frac{L}{B} \leq 2 \quad 1.667 \leq 2$$

$$\frac{H}{B} \leq 1.5 \quad 0.6256 \leq 1.5$$
$$H \leq 13 \quad 5.66 \leq 13$$

Sí podemos utilizar el método simplificado.

2.- Grupo al que pertenece la construcción y tipo de terreno donde está ocupada.

a) La estructura es del grupo B. ya que pertenece a vivienda, oficinas, locales comerciales y hoteles.

b) El terreno tipo III

3.- Selección del coeficiente sísmico.

a) zona sísmica tipo C MORELIA MICHOACAN

Cs = 0.32

Cálculo del peso total de la estructura.**Cálculo del peso de la losa azotea.**

W_{tinaco} = 1.2837 ton/m

1283.70 kg

W_{losa azotea} = Peso de azotea x área total de azotea

W_{losa azotea} = 65371.75 kg

W_{total losa azotea} = W_{tinaco} + W_{losa azotea}

W_{total losa azotea} = 66655.453 kg

Peso de muros de planta alta.

W_{muro con acabado azulejo - yeso} = (280 kg/m²) x (2.7m)/100 = 7.56 kg/cm

W_{muro con acabado yeso - yeso} = (225 kg/m²) x (2.7m)/100 = 6.075 kg/cm

W_{muro con acabado azulejo - mortero} = (287 kg/m²) x (2.7m)/100 = 7.749 kg/cm

W_{muro con acabado yeso - mortero} = (233 kg/m²) x (2.7m)/100 = 6.291 kg/cm

Longitud con acabado azulejo - yeso = 435 cm

Longitud con acabado yeso - yeso = 994 cm

Longitud con acabado azulejo - mortero = 393 cm

Longitud con acabado yeso - mortero = 2992 cm

W_{total de muros de planta alta} = (W_{muro} x longitud)

W_{total de muros de planta alta} = 31195.17 kg/cm

**Cálculo del peso de losa entrepiso.**

$$W_{\text{losa entrepiso}} = \text{Peso de losa entrepiso} \times \text{área total de losa entrepiso}$$

$$W_{\text{losa azotea}} = 82439.5 \text{ kg}$$

Peso de muros de planta baja.

$$W_{\text{muro con acabado azulejo - yeso}} = (280 \text{ kg/m}^2) \times (2.7\text{m})/100 = 7.56 \text{ kg/cm}$$

$$W_{\text{muro con acabado yeso - yeso}} = (225 \text{ kg/m}^2) \times (2.7\text{m})/100 = 6.075 \text{ kg/cm}$$

$$W_{\text{muro con acabado azulejo - mortero}} = (287 \text{ kg/m}^2) \times (2.7\text{m})/100 = 7.749 \text{ kg/cm}$$

$$W_{\text{muro con acabado yeso - mortero}} = (233 \text{ kg/m}^2) \times (2.7\text{m})/100 = 6.291 \text{ kg/cm}$$

$$W_{\text{muro con acabado mortero - mortero}} = (240 \text{ kg/m}^2) \times (2.7\text{m})/100 = 6.48 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Longitud con acabado azulejo - yeso} = 614 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud con acabado yeso - yeso} = 745 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud con acabado azulejo - mortero} = 188 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud con acabado yeso - mortero} = 3736 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud con acabado mortero - mortero} = 451 \text{ cm}$$

$$W_{\text{total de muros de planta baja}} = (W_{\text{muro}} \times \text{longitud})$$

$$W_{\text{total de muros de planta baja}} = 37050.183 \text{ kg}$$

Cálculo del peso total de la casa habitación.

$$W_{\text{total}} = (W_{\text{total de la losa azotea}} + W_{\text{muros entre piso}} + W_{\text{losa entrepiso}} + W_{\text{muros de entrepiso}})$$

$$W_{\text{total}} = 217340.32 \text{ kg} \quad 217.34 \text{ ton}$$

Cortante sísmico en la base de la estructura.

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

$$V_{\text{basal}} = 69548.901 \text{ kg}$$

Cortante último.

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

Donde:

$$F_c = 1.1 \text{ (Factores de carga para sismo)}$$

$$V_u = 76503.79 \text{ kg}$$

Cortante resistente para muros de planta baja en dos direcciones.

$$V_{RX} = F_R (0.5V^*_m A_{TEX} + 0.3P_X) \leq 1.5 F_R V^*_m A_{TEX}$$

$$V_{RY} = F_R (0.5V^*_m A_{TEY} + 0.3P_Y) \leq 1.5 F_R V^*_m A_{TEY}$$

Donde:

$$F_R = 0.7 \text{ (Muros confinados)}$$

$$V_m^* = 3.0 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Para tabique de barro rojo recocido y tipo de mortero II).}$$

$$A_T = \text{Área transversal (Se afecta por el factor } F_{AE}\text{).}$$

$$F_{AE} = 1$$

$$SI \frac{H}{L} \leq 1.33$$

$$SI \frac{H}{L} \geq 1.33 \quad F_{AE} = \left(1.33 \frac{L}{H}\right)^2$$

$$H = 270 \text{ cm}$$

$$\text{Área equivalente} = \text{Longitud} \times \text{espesor} \times F_{AE}$$

Al sustituir valores en la tabla siguiente tenemos:



Cálculo de área equivalente

SENTIDO X				
MURO	LONGITUD (cm)	ESPESOR (cm)	FAE	AREA EQUIVALENTE
C 1 - 2	120	24	0.35	1006.31
C 4' - 5	58	24	0.082	113.62
C 5 - 6'	177	24	0.76	3229.29
C 8' - 9	100	24	0.24	582.35
C 1 - 4	300	12	1	3600
H 1 - 4	277	12	1	3324
I 1 - 4	277	12	1	3324
I 8 - 8'	80	12	0.15	149.08
J 4 - 5	85	18	0.15	268.22
J 5' - 7	100	18	0.17	436.76
L 1 - 1'	93	12	0.21	234.21
P 7 - 9	277	12	1	3324
	1944			19591.86

SENTIDO Y				
MURO	LONGITUD (cm)	ESPESOR (cm)	FAE	AREA EQUIVALENTE
1 B - C	42	12	0.043	21.57
1 E - H	185	12	0.830	1843.62
1 H - I	135	12	0.442	716.40
1 I - L	335	12	1	4020
1 L - M'	280	12	1	3360
7 I - J	125	12	0.379	568.70
7 L - M	100	12	0.242	291.18
7 M - P	235	12	1	2820
9 B - C	42	12	0.043	21.57
9 E - I	335	12	1	4020
9 I - J	125	12	0.379	568.70
	1939			18251.76

Cargas verticales soportadas por los muros de planta baja dirección X y Y:

$$P_X = \frac{L_X}{L_T} W_{TOTAL} = 108810.09 \text{ kg}$$

$$P_Y = \frac{L_Y}{L_T} W_{TOTAL} = 108530.23 \text{ kg}$$



Donde:

L_x = Es la longitud total de la dirección X o Y

L_t = La longitud total sumando X y Y = 5646 cm

W_{total} = Es el peso total de la casa habitación.

Cortante resistente de la mampostería en la dirección X y Y:

$$V_{RX} = F_R (0.5V *_{m} A_{TEX} + 0.3P_X) \leq 1.5 F_R V *_{m} A_{TEX}$$

$$V_{RX} = 43421.572 \text{ kg} \leq 61714.36 \text{ kg}$$

$$V_{RY} = F_R (0.5V *_{m} A_{TEY} + 0.3P_Y) \leq 1.5 F_R V *_{m} A_{TEY}$$

$$V_{RY} = 41955.69 \text{ kg} \leq 57493.045 \text{ kg}$$

$$V_{RX} \geq V_u$$

$$43421.572 \text{ kg} > 76503.79 \text{ kg}$$

$$V_{RY} \geq V_u$$

$$41955.69 \text{ kg} > 76503.79 \text{ kg}$$

NOTA: El cortante resistente de los muros es menor al cortante actuante por lo cual se reforzarán algunos muros con malla electrosoldada.

Refuerzo con malla electro soldada de los muros de mampostería.

Cálculo de los muros con malla electrosoldada:

(NTC-04. Mampostería. Secc. 5.4.3.4 Diseño del refuerzo horizontal).

Datos de malla a utilizar

NOTA: La malla se colocará a todos los muros de carga de planta baja en dirección "X"

Malla de acero electrosoldado R – 6x6 – 06/06

$$f_{yh} = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_h = 6" = 15.24 \text{ cm}$$

$$A_{sh} = 18.7 \text{ mm}^2 = 0.187 \text{ cm}^2$$

$F_R = 0.7$ (Muros confinados)

$$V_m^* = 3.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{yh} = 5000.0 \text{ kg/cm}^2$$



Revisión de la cuantía mínima y máxima de acero de refuerzo horizontal.

$$P_h = \frac{A_{sh}}{S_h t} = \frac{0.187}{15.24 (12)} = 0.00103$$

Se deberá cumplir que:

$$P_h > \frac{3}{f_{yh}} \quad , \quad 0.00103 > \frac{3}{5000} = 0.0006 \quad \therefore \text{Si se cumple}$$

$$P_h > \frac{V_{mR}}{F_R f_{yh} A_T} \quad , \quad 0.00103 > \frac{43421.57}{0.7(5000)(19591.86)} = 0.000633 \quad \therefore \text{Si se cumple}$$

$$P_h < \frac{12}{f_{yh}} \quad , \quad 0.00103 < \frac{12}{5000} = 0.0024 \quad \therefore \text{Si se cumple}$$

Diseño del refuerzo Horizontal:

La fuerza cortante que toma el refuerzo horizontal V_{SR} se calcula con la siguiente ecuación:

$$V_{SR} = F_R \times \eta \times P_h \times f_{yh} \times A_T$$

Donde:

El factor de eficiencia del refuerzo horizontal, η , se determinara con el criterio siguiente:

$$\eta = \begin{cases} 0.6; & \text{si } p_h \times f_{yh} \leq 6 \text{ kg/cm}^2 \\ 0.2; & \text{si } p_h \times f_{yh} \geq 9 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Como } P_h f_{yh} = 0.00103(5000) = 5.15 \quad \therefore \text{se tomaran } \eta = 0.6$$

$$V_{SRx} = 0.7(0.6)(0.00103)(5000)(19591.86) = 42377.19 \text{ kg}$$

Por lo tanto

$$V_{Rx} = V_{MRx} + V_{SRx} = 43421.572 + 42377.19 = 85798.76 \text{ kg}$$

$$\text{Como } V_{Rx} = 85798.76 \text{ kg} > V_u = 76503.79 \text{ kg}$$

Se acepta el cortante de los muros con recubrimiento con malla ya que es mayor que el cortante ultimo.



Revisión de la cuantía mínima y máxima de acero de refuerzo horizontal.

$$P_h = \frac{A_{sh}}{S_h t} = \frac{0.187}{15.24 (12)} = 0.00103$$

Se deberá cumplir que:

$$P_h > \frac{V_{mR}}{F_R f_{yh} A_T} \quad , \quad 0.00103 > \frac{41955.69}{0.7(5000)(18251.76)} = 0.000656 \quad \therefore \text{Si se cumple}$$

Diseño del refuerzo Horizontal:

La fuerza cortante que toma el refuerzo horizontal V_{SR} se calcula con la siguiente ecuación:

$$V_{SR} = F_R \times \eta \times P_h \times f_{yh} \times A_T$$

Donde:

El factor de eficiencia del refuerzo horizontal, η , se determinara con el criterio siguiente:

$$\eta = \begin{cases} 0.6; & \text{si } p_h \times f_{yh} \leq 6 \text{ kg/cm}^2 \\ 0.2; & \text{si } p_h \times f_{yh} \geq 9 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Como } P_h f_{yh} = 0.00103(5000) = 5.15 \quad \therefore \text{se tomaran } \eta = 0.6$$

$$V_{sRy} = 0.7(0.6)(0.00103)(5000)(18251.76) = 39478.56 \text{ kg}$$

Por lo tanto

$$V_{Ry} = V_{MRy} + V_{sRy} = 41955.69 + 39478.56 = 81434.25 \text{ kg}$$

$$\text{Como } V_{Ry} = 81434.25 \text{ kg} > V_u = 76503.79 \text{ kg}$$

Comparación del cortante ultimo con el cortante resistente en cada dirección.

$$\begin{aligned} V_{RX} &\geq V_u \\ 85798.76 \text{ kg} &> 76503.79 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{RY} &\geq V_u \\ 81434.25 \text{ kg} &> 76503.79 \text{ kg} \end{aligned}$$

Nota: La resistencia por cortante de los muros en cada dirección X y Y es mayor que el cortante ultimo producido por la acción sísmica.



CAPITULO VI

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

Diseño de la cimentación.

Las cimentaciones son los elementos estructurales encargados de transmitir las cargas de la estructura a los estratos resistentes del terreno, con la finalidad de reducir o evitar los hundimientos y el volteo provocado por la acción de las cargas horizontales.

En general, existen tres tipos de cimentaciones las cuales se clasifican en:

- 1.- Cimentaciones Superficiales.
- 2.- Cimentaciones Semiprofundas.
- 3.- Cimentaciones Profundas.

Las cimentaciones más comunes para viviendas unifamiliares, dúplex, etc., son del tipo superficial, y las más típicas son: Las zapatas aisladas, corridas y losas de cimentación, las cuales generalmente son de mampostería o concreto reforzado.

Cimentación a base de zapatas corridas de concreto reforzado:

El diseño de cimentaciones tiene el objetivo de proporcionar el área de sustentación para impedir que el peso de la construcción lleve el terreno a un estado límite de falla. Para lograr lo anterior se aplica un modelo simplificado de distribución de esfuerzos de compresión debajo de la base de una cimentación rígida.

Transmisión de cargas.

Para el diseño de la cimentación se analiza la carga que se presenta en los ejes y/o tramos, se presenta la carga lineal por metro y se diseña para la carga mayor que se presenta.

Diseño de zapatas corridas de lindero.

Para la cimentación corrida de lindero el tramo que tiene la carga más desfavorable se encuentra en el eje 1.

DISEÑO DE ZAPATAS CORRIDAS DE LINDERO.

EJE	TRAMO	LONG.	AREATRIB.	WAZOTEA	WM.P.A.	WENTREPISO	WM.P.B	WTOTAL	W/Long.
1	B - C	0.42	0.05			32.50	272.16	304.66	725.38
	C - E	3.85	3.72	2685.28	2736.59	2418.00	2422.04	10261.87	2665.42
	E - H	1.85	0	661.25	1258.20	0.00	1163.84	3083.24	1666.64
	H - I	1.35	0.46			676.63	1046.12	1722.74	1276.11
	I - L	3.35	2.73	3628.25	3239.87	1774.50	2107.49	10750.10	3208.99
	L - M'	2.8	1.97			1806.55	1761.48	3568.03	1274.30



EJE	TRAMO	LONG.	AREATRIB.	WAZOTEA	WM.P.A.	WENTREPISO	WM.P.B	WTOTAL	W/Long.
9	B - C	0.42	0.05			44.00	272.16	316.16	752.77
	C - E	3.85	3.72	2725.5	2736.59	3273.76	2422.04	11157.88	2898.15
	E - I	3.35	2.90	2570.25	2893.86	1885.00	2107.49	9456.00	2822.86
	I - J	1.25	0.39			253.50	810.00	1063.50	850.80
	M - P	2.35	1.39			903.50	1478.39	2381.89	1013.57

Estudio de Mecánica de Suelo:

Las propiedades del suelo se obtuvieron en un previo estudio de mecánica de suelos, que presentaron los siguientes datos.

Peso volumétrico del suelo $\gamma_s = 1.3 \text{ t/m}^3$
Esfuerzo de diseño del terreno $q_r = 12 \text{ t/m}^2$

Datos:

$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f^*_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f'''_c = 170 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $\gamma_c = 2.4 \text{ t/m}^3$ (Peso volumétrico del material de la zapata).
 $D_f = 0.9 \text{ m}$ (Profundidad de desplante).
 $L = 1.00 \text{ m}$ (Longitud de zapata).

De acuerdo al análisis resumido de cada tramo, de la tabla anterior, la carga mayor por metro lineal es =

$$W_{\text{TOTAL}} = 3.20 \text{ ton/m}$$

1.- La descarga total:

Peso de la cimentación:

$$W_s = \left(\frac{\gamma_c + \gamma_s}{2} \right) B L D_f = \left(\frac{2.4 + 1.3}{2} \right) \times 0.60 \times 1.0 \times 0.9$$

$$W_s = 0.999 \text{ ton/m}$$

$$B = 1.25 \left(\frac{P}{q_r} \right) = 1.25 \left(\frac{3.20}{12} \right)$$

$$B_{\text{PROPUESTO}} = 0.33 \approx 0.60 \text{ m}$$

$$P_T = P + W_s = 3.20 + 0.999$$

$$P_T = 4.20 \text{ ton/m}$$

**2.- Dimensionamiento de la zapata.**

$$A_z = \frac{P_T}{qr} = \frac{4.20}{12}$$

$$A_z = 0.35 \text{ m}^2$$

Ancho.

$$B = \frac{A_z}{L} = \frac{0.35}{1}$$

$$B = 0.35 \text{ m} = \text{bmin } 60 \text{ cm}$$

3.- Presión de contacto

$$q = \frac{P_T}{BL} = \frac{4.20}{0.60 \times 1}$$

$$q = 7 \text{ ton/m}^2 < 12 \text{ ton/m}^2$$

4.- Presión neta última.

$$q_n = \frac{P}{BL} = \frac{3.20}{0.60 \times 1}$$

$$q_n = 5.33 \text{ ton/m}^2$$

Donde:

q_n = Presión neta del terreno.

q_{nu} = Presión neta última del terreno.

F_c = Factor de la carga 1.4 estructural tipo II

$$q_{nu} = f'c (q_n) = 7.48 \text{ ton/m}^2$$
$$0.748 \text{ kg/cm}^2$$

5.- Diseño de la losa "Por cortante".

Donde:

$$C = 0.25 \text{ m}$$

d = Peralte de la losa

l = Vuelo de la zapata.

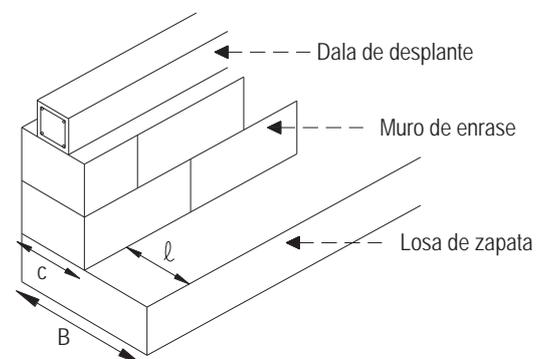
c = Espesor del muro de enrase.

V_{cr} = Esfuerzo cortante resistente del concreto.

$F_R = 0.9$ (Factor de Resistencia).

$$b = 100.00 \text{ cm}$$

$$d = 15.00 \text{ cm}$$





$$l = B - c = 0.60 - 0.25$$
$$l = 0.35 \text{ m} \approx 35.0 \text{ cm}$$
$$V_{CR} = 0.4\sqrt{f_c} = 0.4\sqrt{200}$$
$$V_{cr} = 5.65 \text{ kg/cm}^2$$
$$d = \frac{q_{nu} \times l}{V_{cr} + q_{nu}} = \frac{0.748 \times 35}{5.65 + 0.748}$$
$$d = 4.09 \text{ cm}$$

$$d = 4.09 \text{ cm} < d_{min} = 10 \text{ cm.}$$

5.1.-Espesor total.

$$d_{min} = 10 \text{ cm.}$$

$$H_{min} = 10 \text{ cm} + 5 \text{ de recubrimiento.}$$

$$H = 15 \text{ cm.}$$

5.2.- Revisión del peso real.

$$W_{plantilla} = 0.60 \times 0.05 \times 2.2 = 0.066 \text{ t/m}$$

$$W_{losa} = 0.60 \times 0.15 \times 2.4 = 0.216 \text{ t/m}$$

$$W_{muro} = 0.60 \times 0.25 \times 1.5 = 0.225 \text{ t/m}$$

$$W_{relleno} = 0.60 \times (0.60 - 0.25) \times 1.3 = 0.273 \text{ t/m}$$

$$W_{real} = 0.802 \text{ t/m}$$

$$W_{real} = 0.780 \text{ t/m} < W_s = 0.999 \text{ t/m}$$

Dimensiones.

$$B = 0.60 \text{ m}$$

$$D_f = 0.90 \text{ m}$$

5.3.- Por flexión.

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

$$M_u = \frac{q_{nu} \left(l + \frac{c}{4} \right)^2}{2} = \frac{7.48 \left(0.35 + \frac{0.25}{4} \right)^2}{2}$$

$$M_u = 0.637 \text{ ton-m}$$

$$\rho = \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f'_c}} \right] = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.637 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 15^2 \times 170}} \right]$$

$$\rho = 0.000756$$



$$\rho_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} = 0.0026$$

$$\rho = 0.000249 < \rho_{min} = 0.0026$$

6.-Cálculo del área de acero por flexión.

$$A_s = \rho \times b \times d = 0.0026 \times 100 \times 15 = 3.95 \text{ cm}^2$$

6.1.-Área de acero mínima.

$$a_{s1} = \frac{660 X_1}{f_y (X_1 + 100)} = \frac{660 \times 15}{4200 \times (15 + 100)} = 0.0204$$

Para 1 m de ancho.

$$A_{st} = 0.0204 \times 100 = 2.04 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{st}$ Por lo tanto se diseñara con el A_s mínimo por flexión.

Proponiendo Varillas del diámetro 3/8 $a_o = 0.71 \text{ cm}$

7.-Cálculo de la separación de las varillas.

$$s = \frac{100 \times a_o}{A_s} = \frac{100 \times 0.71}{3.95} = 17.97 \text{ cm}$$

Por lo tanto se colocarán varillas de diámetro 3/8 a cada 15 cm.

8.- Sentido longitudinal

Se colocará acero por temperatura a todo lo largo de la zapata.

Como la zapata solo se flexiona en el sentido transversal, en el sentido longitudinal sólo se colocara el acero por temperatura.

En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie o en contacto con el terreno, el refuerzo no será menor de $1.5a_s l$

(NTC- concreto - 04 Sección 5.7 Refuerzo por cambios volumétricos).



8.1-Cálculo del área de acero por temperatura.

8.1.1.-Área de acero mínima.

$$a_{s1} = \frac{660 X_1}{fy (X_1 + 100)} \times 1.5 = \frac{660 \times 15}{4200 \times (15 + 100)} \times 1.5 = 0.0307$$

Para 1 m de ancho.

$$A_{st} = 100 \times 0.0307 = 3.07 \text{ cm}^2$$

Proponiendo Varillas del diámetro 3/8 $a_0 = 0.71 \text{ cm}$

Cálculo de la separación de la varilla.

$$s = \frac{100 \times a_0}{A_s} = \frac{100 \times 0.71}{3.07} = 23.13 \text{ cm}$$

Por lo tanto se colocarán varillas de diámetro 3/8 a cada 20 cm.

DISEÑO DE ZAPATAS CORRIDAS DE CENTRO.

EJE	TRAMO	LONG.	AREATRIB.	WAZOTEA	WM.P.A.	WENTREPISO	WM.P.B	WTOTAL	W/LONG.
E	1 -- 4	2.93	3.18	3202.75	1779.98	2067.00	0	7049.73	2406.05
	4 -- 7	2.97	4.08	2318.22	0.00	2656.00	0	4470.22	1673.47
	7 -- 9	1.75	5.68	2415.50	1804.28	3692.00	0	8911.78	5092.44

EJE	TRAMO	LONG.	AREATRIB.	WAZOTEA	WM.P.A.	WENTREPISO	WM.P.B	WTOTAL	W/LONG.
7	E - F'	1.02	2.17	1161.50	0.00	2982.28	619.65	4763.43	4670.03
	H - I	1.43	4.40	2242.50	0.00	6047.01	868.73	9158.24	6404.36
	I - J	1.25	1.17	793.50	759.38	1607.96	786.38	3947.21	3157.76
	J' - L	1.42	1.19	638.25	666.85	2504.77	920.16	4730.02	3331.00
	L - M	1.00	0.50	741.75	697.41	458.52	648.00	2545.68	2545.68
	M - P	2.35	2.96	442.75	619.92	1924.00	1478.39	4465.06	1900.02

De acuerdo al análisis resumido de cada tramo, de la tabla anterior, la carga mayor por metro lineal es:

$$W_{TOTAL} = 6404.36 \text{ ton/m}$$

**1.- La descarga total:**

Peso de la cimentación:

$$W_s = \left(\frac{\gamma_c + \gamma_s}{2} \right) BLD_f = \left(\frac{2.4 + 1.3}{2} \right) \times 0.70 \times 1.0 \times 0.9$$

$$W_s = 1.11 \text{ t/m}$$

$$B = 1.25 \left(\frac{P}{qr} \right) = 1.25 \left(\frac{6.40}{12} \right)$$

$$B_{\text{PROPUESTO}} = 0.67 \text{ m} \approx 0.7 \text{ m}$$

$$P_T = P + W_s = 6.404 + 1.11$$

$$P_T = 7.51 \text{ t/m}$$

2.- Dimensionamiento de la zapata.

$$A_z = \frac{P_T}{qr} = \frac{7.51}{12}$$

$$A_z = 0.626 \text{ m}^2$$

Ancho.

$$B = \frac{A_z}{L} = \frac{0.626}{1.00}$$

$$B = 0.64 \approx 0.70 \text{ m}$$

3.- Presión de contacto.

$$q = \frac{P_T}{BL} = \frac{7.51}{0.70 \times 1.0}$$

$$q = 10.7 \text{ ton/m}^2 < 12 \text{ ton/m}^2$$

4.- Presión neta última.

$$q_n = \frac{P}{BL} = \frac{6.404}{0.70 \times 1.00}$$

$$q_n = 9.149 \text{ ton/m}^2$$

Donde:

 q_n = Presión neta del terreno. q_{nu} = Presión neta última del terreno.

Fc = 1.4 (Factor de carga)

$$q_{nu} = f'c (q_n) = 12.80 \text{ ton/m}^2$$
$$1.280 \text{ kg/cm}^2$$



5.- Diseño de la losa "Por cortante".

Donde:

C= 0.25 m

d= Peralte de la losa

l= Vuelo de la zapata.

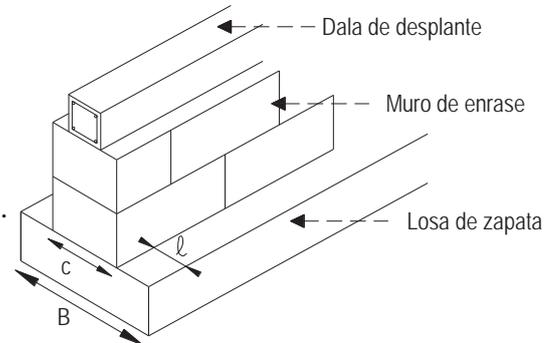
c= Espesor del muro de enrase.

V_{cr} = Esfuerzo cortante resistente del concreto.

F_R = 0.9 (Factor de resistencia).

b= 100.00 cm

d= 15.00 cm



$$l = \frac{B - c}{2} = \frac{0.70 - 0.25}{2}$$

l= 0.255 m

$$V_{CR} = 0.4\sqrt{f_c} = 0.4 \times \sqrt{200}$$

V_{cr} = 5.65 kg/cm²

$$d = \frac{q_{nu} \times l}{V_{cr} + q_{nu}} = \frac{1.28 \times 0.255}{5.65 + 1.28}$$

d= 0.044 m

5.1.-Espesor total.

d_{min}= 10 cm.

H_{min} = 10 cm + 5 de recubrimiento.

H = 15 cm.

5.2.-Revisión del peso real.

$W_{plantilla} = 0.70 \times 0.05 \times 2.2 = 0.077$ t/m

$W_{losa} = 0.70 \times 0.15 \times 2.4 = 0.252$ t/m

$W_{muro} = 0.70 \times 0.25 \times 1.5 = 0.262$ t/m

$W_{relleno} = 0.70 \times (0.70 - 0.25) \times 1.3 = 0.409$ t/m

$W_{real} = 1.0$ t/m

$W_{real} = 1.0$ t/m < $W_s = 1.11$ t/m

Dimensiones.

B= 0.70 m

Df= 0.90 m

5.3.- Por flexión.

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



$$M_u = \frac{q_{nu} \left(l + \frac{c}{4} \right)^2}{2} = \frac{12.80 \left(0.255 + \frac{0.25}{4} \right)^2}{2}$$

$$M_u = 0.511 \text{ ton-m}$$

$$\rho = \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f'_c}} \right] = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.511 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 15^2 \times 170}} \right]$$

$$\rho = 0.000605$$

$$\rho = 0.000605 < \rho_{\min} = 0.00263$$

6.-Cálculo del área de acero por flexión.

$$A_s = \rho \times b \times d = 0.0026 \times 1.00 \times 15 = 3.95 \text{ cm}^2$$

6.1.-Área de acero mínima.

$$a_{s1} = \frac{660 X_1}{f_y (X_1 + 100)} = \frac{660 \times 15}{4200 \times (15 + 100)} = 0.0204$$

Para 1 m de ancho.

$$A_{st} = 2.04 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{st}$ Por lo tanto se diseñara con el A_s mínimo por flexión.

Proponiendo Varillas del diámetro 3/8 $a_0 = 0.71 \text{ cm}$

7.-Cálculo de la separación de las varillas.

$$s = \frac{100 \times a_0}{A_s} = \frac{100 \times 0.71}{3.95} = 17.97 \text{ cm}$$

Por lo tanto se colocarán varillas de diámetro 3/8 a cada 15 cm.

8.-Sentido longitudinal.

Como la zapata solo se flexiona en el sentido transversal, en el sentido longitudinal sólo se colocara el acero por temperatura.

En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie o en contacto con el terreno, el refuerzo no será menor de 1.5as1

(NTC- concreto - 01 Sección 5.7 Refuerzo por cambios volumétricos).

$$a_{s1} = \frac{660 X_1}{f_y (X_1 + 100)} = 0.0307$$



Para 1 m de ancho.

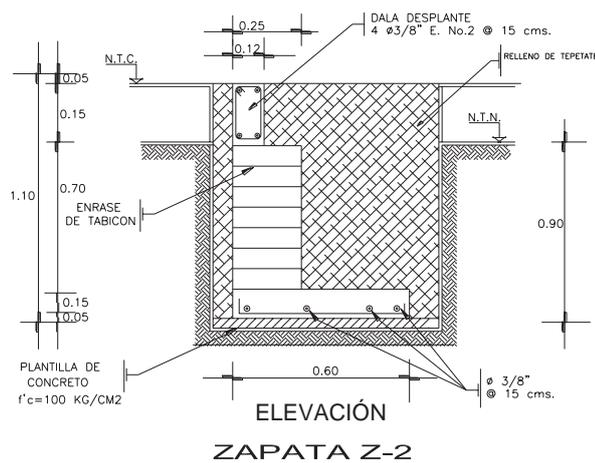
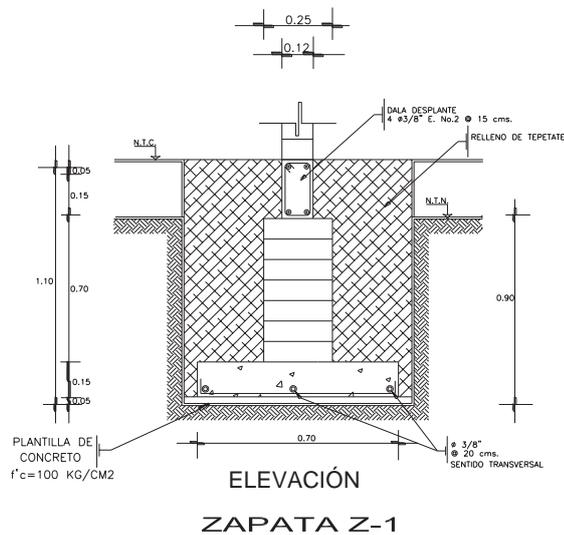
$$A_{st} = 3.07 \text{ cm}^2$$

Proponiendo Varillas del diámetro 3/8 ao = 0.71cm

8.-Cálculo de la separación de la varilla.

$$s = \frac{100 \times a_0}{A_{st}} = \frac{100 \times 0.71}{3.07} = 23.09 \text{ cm}$$

Por lo tanto se colocarán varillas de diámetro 3/8 a cada 20 cm.





CONCLUSIONES

En la tesina que se presenta se verificó la importancia de hacer un análisis y diseño estructural de una casa habitación. Lo cual implica una gran responsabilidad al ingeniero civil ya que una buena estructuración da como resultado una gran confianza para las personas que la habitan.

Tomar la decisión de hacer un análisis y diseño de una casa habitación. No sólo nos garantiza una resistencia adecuada ante fenómenos naturales, Sino que nos da gran confianza de que la estructura no va a llegar a un colapso y además nos permite un ahorro significativo de materiales y tiempo de construcción.



GLOSARIO

A_g	Área bruta de la sección transversal, cm^2
A_s	Área de refuerzo longitudinal en tensión en acero de elementos a flexión; también, Área total del refuerzo longitudinal en columnas, cm^2 (mm^2)
A_s'	Área de refuerzo a compresión.
$A_{s,\text{mín}}$	Área mínima de refuerzo longitudinal de secciones rectangulares, cm^2 (mm^2)
A_T	Área bruta de la sección transversal del muro o segmento de muro, que incluye a los castillos
a_1, a_2	Respectivamente, claros corto y largo de un tablero de una losa, o lados corto y largo de una zapata, cm (mm)
a_{s1}	Área transversal del refuerzo por cambios volumétricos, por unidad de ancho de la pieza, cm^2/cm (mm^2/mm)
d	Peralte efectivo en la dirección de flexión; es decir, distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra extrema de compresión, cm (mm)
D_f	Profundidad de desplante
E	Módulo de elasticidad
E_c	Módulo de elasticidad del concreto de peso normal, kg/cm^2
F_{AE}	Factor de área efectiva de los muros de carga
F_E	Factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez
F_R	Factor de resistencia
f_c'	Resistencia especificada del concreto a compresión, kg/cm^2
f_c''	Magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión, kg/cm^2
f_c^*	Resistencia nominal del concreto a compresión, kg/cm^2
f_m^*	Resistencia de diseño a compresión de la mampostería, referida al área bruta
f_s	Esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, kg/cm^2
f_y	Esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo, kg/cm^2
H	Longitud libre de un miembro a flexocompresión, o altura del segmento o tablero del muro en consideración, en ambos casos perpendicular a la dirección de la fuerza cortante, cm (mm)
H_m	Altura total de un muro, cm (mm)
h	Peralte total de un elemento, o dimensión transversal de un miembro paralela a la flexión o a la fuerza cortante; también, altura de entrepiso eje a eje, cm (mm)
M	Momento flexionante que actúa en una sección, $\text{kg}\cdot\text{cm}$
M_R	Momento flexionante resistente de diseño, $\text{kg}\cdot\text{cm}$
M_u	Momento flexionante de diseño, $\text{kg}\cdot\text{cm}$
m	Relación a_1/a_2
P_R	Carga normal resistente de diseño, kg



P_{R0}	Carga axial resistente de diseño, kg
P_u	Fuerza axial de diseño, kg
ρ	Cuantía del acero de refuerzo longitudinal a tensión:
ρ'	Cuantía del acero de refuerzo longitudinal a compresión.
s	Separación del refuerzo transversal, cm
V	Fuerza cortante que actúa en una sección, kg
V_{cR}	Fuerza cortante de diseño que toma el concreto, kg
V_{sR}	Fuerza cortante de diseño que toma el acero de refuerzo transversal, kg
V_u	Fuerza cortante de diseño, kg
v_u	Esfuerzo cortante de diseño, kg/cm ²
w	Carga uniformemente distribuida, kg/m ²
x_1	Dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo por cambios volumétricos, cm



BIBLIOGRAFÍA

- 📖 .- Gallo Ortiz G. O., Espino Márquez L. I., Olvera Montes A. E., Diseño estructural de casas habitación, Ed. McGraw-Hill, México, 1997.
- 📖 .- González Cuevas O., y Robles O., Aspectos fundamentales del concreto reforzado, 3ª. Ed., Noriega Limusa, México, 1995.
- 📖 .- Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal.
- 📖 .- Reglamento de Construcción del Estado de Michoacán.
- 📖 .- Manual del curso.