UNIVERSIDAD MICHOACANA
DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS

"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL de la CASA-HABITACIÓN de la FAMILIA GUTIERREZ-ZAVALA"

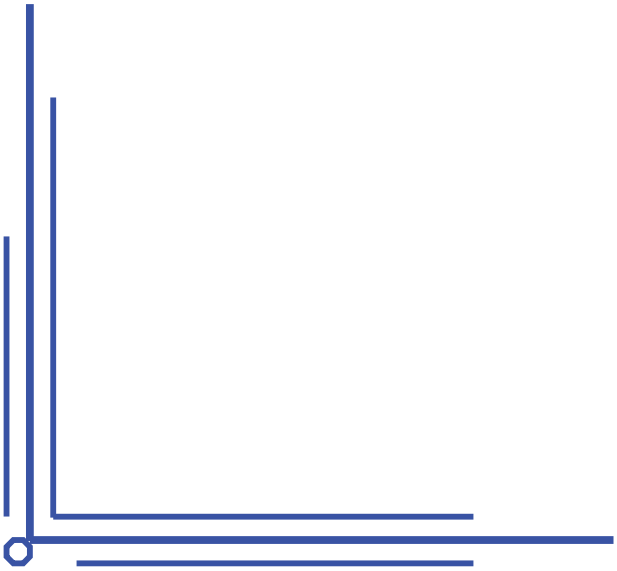
T E S I N A

PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL

PRESENTA:
RIGOBERTO MELGAREJO RIVERA

ASESOR:
M.I. ALMA ROSA SÁNCHEZ IBARRA

Morelia Michoacán Noviembre de 2006



INDICE GENERAL

Pág.

DEDICATORIA ii

AGRADECIMIENTOS..... **¡Error! Marcador no definido.**

INDICE DE TABLAS ..... **¡Error! Marcador no definido.**

INDICE DE FIGURAS..... **¡Error! Marcador no definido.**

RESUMEN ..... **¡Error! Marcador no definido.**

INTRODUCCIÓN 1

OBJETIVO 2

CAPÍTULO I. MATERIALES UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCIÓN

DE CASAS HABITACIÓN.....3

CAPÍTULO II. DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA DEL PROYECTO 5

CAPÍTULO III. ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO.....6

CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSAS 7

CAPÍTULO V. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE TRABES.....37

CAPÍTULO VI. REVISIÓN DE MUROS 64

CAPÍTULO VII. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIÓN76

CONCLUSIONES 88

BIBLIOGRAFIA.....89

P L A N O S 90

I N T R O D U C C I Ó N

Han sido muchos los materiales utilizados a lo largo de la historia como elementos en la construcción de casas habitación, sin embargo uno de estos materiales con mayor aplicación es la mampostería. Su uso se remonta a las primeras civilizaciones que poblaron la tierra. Nuevos materiales y procedimientos de construcción han ido evolucionando incorporándose a la ingeniería estructural, lo que ha significado un avance importante en el conocimiento de sus propiedades y comportamiento de este tipo de estructuras.

Todas las construcciones en mampostería en el pasado fueron realizadas a partir de reglas empíricas y, diseñadas para soportar acciones gravitatorias, usando la carga muerta para estabilizar las estructuras ante cargas laterales producidas por vientos y sismos.

Los sismos fuertes que han tenido lugar hasta la fecha, han mostrado en la mayoría de los casos, que las estructuras de mampostería no reforzada han sido las más afectadas y, han producido pérdida de vidas humanas considerables, comparadas con otros sistemas estructurales, de ahí la importancia de realizar un proyecto estructural que reditué en ahorros importantes y reduzca el riesgo de fallas estructurales.

El objetivo general de la realización del cálculo estructural es ofrecer al interesado un ahorro en la construcción de la casa habitación, lo cual se logrará siguiendo los procedimientos de diseño existentes para determinar las dimensiones óptimas de los elementos estructurales y así reducir los riesgos de falla y la cantidad de materiales a emplear.

Con el diseño de los elementos se definirán las características que tendrá la construcción para cumplir con las funciones para las que está destinada, es decir estructuralmente debe resistir las fuerzas a las que se va a someter durante su vida útil sin que tenga un mal comportamiento.

O B J E T I V O

El presente proyecto se elabora como resultado del curso *"Proyecto Estructural de una casa habitación"* impartido en la Facultad de Ingeniería Civil dependiente de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo y tiene por objeto la simulación de un problema de la vida profesional que trata del proyecto del diseño y construcción de una casa habitación. Con ello se pretende desde el punto de vista académico, la obtención del titulo de Ingeniero Civil, cumpliendo con las normas vigentes de la propia facultad.

Se tiene por objeto, aplicar los conocimientos adquiridos y criterios propios en el diseño de estructuras y concretamente en el diseño estructural de casas habitación ya que se cuenta con la información técnica necesaria con los reglamentos y normas que rigen los proyectos de diseño.

En este trabajo se desarrolla el diseño estructural de una casa habitación determinando las dimensiones, ubicación, forma y características de los elementos que forman la estructura, sujetándose siempre a las disposiciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y a sus Normas Técnicas complementarias.

Capítulo I

MATERIALES UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE CASAS HABITACIÓN

Actualmente, la gran gama de materiales que pueden llegar a emplearse en la construcción de casas habitación con fines estructurales es muy amplia. Particularmente, sólo se destacarán algunas de las propiedades del comportamiento estructural de los materiales más comúnmente usados.

La **mampostería** es uno de los materiales con un mayor número de aplicaciones en la construcción de obras civiles. Han sido muchos los materiales utilizados a lo largo de la historia como elementos componentes de la mampostería como piedras naturales o artificiales, el adobe, la madera etc., Sin embargo la forma de colocación de este material continúa siendo a mano, y es ésta una de las variables que más incide en el comportamiento final de este material porque resulta difícil controlarla debido a que el proceso de construcción generalmente es artesanal.

La mampostería consiste generalmente de dos elementos naturales separados por un material cementante que en la mayoría de los casos actuales es un mortero, por lo cual las propiedades mecánicas de la mampostería dependen en gran parte de las propiedades del mortero. Los principales materiales que son utilizados para su construcción son:

- **Piedra.** Material pétreo de procedencia natural o artificial, fue junto con la madera, el primer material utilizado por el hombre en sus construcciones. Se caracterizan por tener resistencia y módulo de elasticidad en compresión relativamente altos y por una baja resistencia en tensión. La falla es de carácter frágil, tanto en compresión como en tensión.
- **Adobe** (tabique de barro sin cocer)**.** Es una mezcla antigua formada por tierra arcillosa mezclada con arena, paja y otros materiales con la cual se elaboran piezas a mano con la ayuda de moldes de madera compactadas de forma manual y secada al sol. Su resistencia en tensión es muy baja y suele despreciarse en el diseño.
- **Tabique.** Es un bloque fabricado con barro seco, arcilla, adobe, o la mezcla de estos. Para los elementos estructurales de mampostería existen dos tipos de piezas usadas: tabiques de barro o arcilla y tabiques de concreto. Los de arcilla se clasifican en dos tipos: piezas huecas y piezas macizas. Es un material que presenta un buen comportamiento ante esfuerzos de compresión. Su comportamiento y los modos de falla ante cargas axiales, dependen de la interacción de piezas y el mortero, esto debido a que estos tienen características esfuerzo-deformación diferentes.
- **Mortero.** Esta usualmente compuesto de agua, cemento y arena, en algunos casos se adicionan otros materiales para aumentar su capacidad de adherencia secado y hacerlo más manejable durante la construcción.

  La calidad del mortero es muy importante para la integridad de la mampostería, ya que el mortero garantiza la adherencia y cohesión entre materiales, aunque también influye el proceso de fabricación, así como el procedimiento de construcción.

Los principales componentes del mortero son:

Cemento. Su función es dar resistencia a la mezcla. Usualmente se utiliza cemento pórtland tipo I y algunas veces tipo II.

Arena. Proporciona estabilidad volumétrica a la mezcla y disminuye el secado, se debe procurar que sea de una granulometría variada para llenar vacíos.

Agua. Permite trabajabilidad a la mezcla e hidrata al cemento. Debe ser limpia, libre de partículas orgánicas y otras sustancias.

Cal hidratada. Cuando se emplea cal en el mortero, la mezcla endurece más lentamente manteniendo a la mezcla consistente y manejable durante más tiempo.

- **Madera.** Es un material natural y por lo tanto sujeto a grandes variaciones en sus propiedades mecánicas. Tiene características muy convenientes para su uso como material estructural, al contrario de la mayoría de los materiales estructurales, tiene resistencia a tensión superior a la de compresión, aunque esta última es también aceptablemente elevada. Su buena resistencia, su ligereza y su carácter de material natural renovable constituyen las principales cualidades de la madera para su empleo estructural.
- **Concreto reforzado.** Es el más popular y desarrollado de estos materiales, ya que aprovecha en forma muy eficiente las características de buena resistencia en compresión, durabilidad, resistencia al fuego y moldeabilidad del concreto, junto con las de alta resistencia en tensión y ductilidad del acero, para formar un material compuesto que reúne muchas de las ventajas de ambos materiales componentes.

  Por su moldeabilidad, el concreto se presta a tomar cualquier forma para el funcionamiento estructural requerido y, debido a la libertad con que se puede colocar el refuerzo en diferentes cantidades y posiciones, es posible lograr que cada parte de la estructura tenga la resistencia necesaria para las fuerzas internas que se presentan.
- **Acero.** Es de los materiales comúnmente usados para fines estructurales, el que tiene mejores propiedades de resistencia, rigidez y ductilidad. Su eficiencia estructural es además alta; debido a que puede fabricarse en secciones con la forma más adecuada para resistir flexión, compresión u otro tipo de solicitación.

  Las grandes cualidades estructurales del acero, y especialmente su alta resistencia en tensión, han sido aprovechadas estructuralmente en una gran variedad de elementos capaces de desarrollar grandes ductilidades y de disipar mucha energía por comportamiento inelástico. Se adapta bien con otros materiales compuestos, primero entre ellos el concreto reforzado y el presforzado además en combinación con madera, mampostería y otros.

  La posibilidad de ser atacado por la corrosión hace que el acero requiera protección y cierto mantenimiento en condiciones ambientales severas. El costo y los problemas que se originan por este aspecto son suficientemente importantes para que inclinen la balanza hacia el uso de concreto reforzado en algunas estructuras que deben quedar expuestas a la intemperie, como los puentes y ciertas obras marítimas, aunque en acero podría lograrse una estructura más ligera y de menor costo inicial.

Capítulo II

DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA DEL PROYECTO

La vivienda se pretende construir en la Ciudad de Morelia Michoacán, ubicada en la calle Canteras de la huerta de la colonia Nacional de las canteras, donde se encuentra el terreno natural semiplano con 132.31m² de superficie, tiene una forma geométrica trapecial por lo cual sus medidas son diferentes en cada lado del mismo, dichas medidas están mostradas en los planos arquitectónicos adjuntos.

Es una vivienda compuesta por tres niveles distintos, a base de muros de carga construidos con tabique de barro rojo recocido. La losa de azotea se propone construir maciza e inclinada para drenar la superficie expuesta a la lluvia. Para las losas de planta alta y planta baja se usará el sistema de losa reticular compuesta con casetones de poliestireno expandido.

PLANTAS ARQUITECTÓNICAS.

Se trata de una casa estilo mexicano moderno con una fachada sencilla. Consta de tres niveles distintos distribuidos de la siguiente manera:

- El tercer nivel donde se encuentra una recámara de visitas con closet propio. Se encuentra también un espacio destinado a cuarto de servicio.

- En la planta alta se ubica la recámara principal la cual integra un baño completo, closet adosado al muro y cuenta también con una terraza con vista a la parte frontal de la calle. La recámara 2 cuenta con closet y ventana con vista a la parte posterior de la casa. La recámara 3 es de las mismas características que la recámara 2. Se encuentra también ubicado en esta planta un baño completo y una terraza sobre el pasillo.

- En la planta baja se cuenta con jardineras y estacionamiento para un automóvil, la sala y comedor se ubican en una misma área y al mismo nivel solo dividido por muros tipo rustico de 25 cm, se cuenta además con un medio baño y patio de servicio. Se dispone también de un espacio destinado a local comercial independiente, el cual cuenta también con un medio baño.

- La estructura estará constituida a base de losas macizas y reticulares, trabes de concreto armado y muros de mampostería con alturas libres de 2.60 m en la planta baja, 2.40 m en la planta alta, mientras que para la planta de azotea se contempla colocar una losa inclinada, por lo que tendrá una altura de muros de 2.40 m en su parte baja y 3.40 m en la parte alta.

- Se contempla la construcción de 2 escaleras para el adecuado tránsito de los habitantes y para comunicar a los entrepisos, estas serán de concreto armado y se formarán de 2 tramos con un descanso intermedio.

- La cimentación de la estructura se realiza a base de zapatas corridas, unidas por medio de una trabe de desplante. Todos los elementos de cimentación serán de concreto armado con varillas de acero corrugado.

Capítulo III

ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO

DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL

La distribución de los elementos estructurales se propone en base a los planos arquitectónicos, ajustándose a los requerimientos del proyectista y rigiendo siempre el criterio estructural sobre cualquier observación en los planos arquitectónicos. A continuación se describen características y funciones de cada elemento estructural que forman la estructura.

- El concreto estructural a utilizar en toda la construcción será clase 1 con una resistencia de 250 kg/cm² y deberá comprobarse que cumpla con la resistencia especificada, excepto en dalas y castillos donde la resistencia del concreto se reducirá a 150 kg/cm².

- La resistencia a compresión del mortero, sea para pegar piezas o plantillas, será de un f'c = 75 kg/cm².

- El acero de refuerzo que se utilizará en el diseño tendrá un esfuerzo de fluencia fy = 4200 kg/cm². El refuerzo transversal estará formado por estribos verticales #2.5 de 2 ramas con un fy = 4200 kg/cm² mismos que se deben rematar en una esquina con un doblés de 135 grados. El recubrimiento y el detallado del acero será tal que el concreto pueda ser colocado y compactado adecuadamente, dicho recubrimiento será medido a partir de la superficie externa de la varilla y será mayor de1.5 veces su diámetro, pero nunca menor de 2 cm.

- Para la estructura principal se colocarán muros de piezas macizas de tabique de barro rojo recocido con espesores de 12 y 24 cm, los cuales serán confinados con castillos de concreto. Tendrán recubrimientos de azulejo en una cara y de mortero en la otra, esto para los que se encuentren en baños, mientras que el resto de los muros tendrán cubiertas solo de mortero.

- La losa en la planta de azotea utiliza el sistema de losa maciza construida de manera inclinada con una pendiente del 20 % apoyada sobre muros de tabique de barro rojo recocido con la altura necesaria para dar la pendiente mencionada. Las losas en planta alta y planta baja cuenta con sistemas aligerados, lo cual ayudará a crear un aislamiento térmico y así tener áreas más frescas.

- Las 2 escaleras contempladas se construirán a base de rampas inclinadas de concreto reforzado formadas con escalones de tabique, las huellas serán cubiertas por mozaico.

- Los pisos de la casa serán de mozaico del mismo tipo y de concreto donde se requiera y tendrán dependiendo de su uso y ubicación acabado pulido o lavado.

- La construcción se llevará a cabo respetando siempre las Normas Técnicas Complementarias (N.T.C.) del RCDF simultáneamente se aplicará el Reglamento de Construcciones para el Estado de Michoacán.

Capítulo IV

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSAS

Las losas son elementos estructurales cuyas dimensiones en planta son relativamente grandes comparadas con su peralte, sus funciones principales son actuar como sistemas de piso, azoteas, cubiertas en puentes, etc., generalmente son horizontales.

En términos estructurales, existen tres tipos de losas: apoyadas en una dirección, apoyadas en dos direcciones y planas. Las primeras son aquellas que trabajan únicamente en la dirección perpendicular a los apoyos, las segundas son las que están apoyadas en todo su perímetro sobre sus apoyos (muros y/o vigas) y las planas se apoyan únicamente sobre columnas sin el uso de trabes.

Por lo anterior, se puede concebir la clasificación de estos elementos de la siguiente manera:

- LOSAS
  - Apoyadas en una dirección
    - Macizas
    - Aligeradas
  - Apoyadas en dos direcciones
    - Macizas
    - Aligeradas
  - Planas
    - Macizas
    - Aligeradas

Como se observa en la anterior clasificación, los tres tipos de losas pueden ser macizas o aligeradas. El análisis de losas puede entenderse como la determinación de las acciones internas de la losa debidas a la aplicación de una carga. Para este tipo de losas se cuenta con varios métodos de análisis, entre los cuales se encuentra el que se utilizará en el presente estudio, ellos son: Método de los coeficientes del RCDF, Método de igualación de flechas, métodos del reglamento del ACI, etc.

Para el diseño de las losas del presente proyecto, se aplicarán de manera simultánea los dos primeros métodos para mostrar las diferencias y similitudes al aplicarlos en una misma losa.

DISEÑO DE LA LOSA DE AZOTEA

1. ANÁLISIS DE CARGAS UNITARIAS PARA LOSA DE AZOTEA.

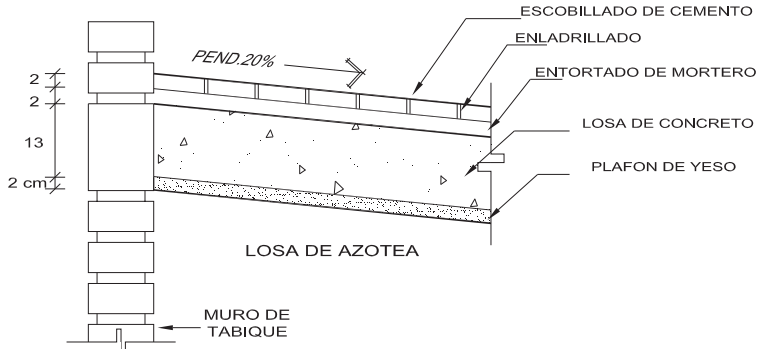
Datos de diseño:

$f'c = 250 kg/cm^2$ (Concreto clase I)

$fy = 4200 kg/cm^2$ (Armado longitudinal)

SISTEMA: Losa de concreto armado colada en el lugar con diferentes recubrimientos. La losa de azotea será construida de forma inclinada con la intención de evitar colocar un material de relleno para la bajada de aguas pluviales y así disminuir cargas a la estructura.

ANÁLISIS DE CARGA UNITARIA PARA LOSA DE AZOTEA (Pendiente = 20%)			
MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL.(ton/m³)	CARGA (ton/m²)
Enladrillado	0.02	1.5	0.030
Mortero	0.02	2.1	0.042
Impermeabilizante	-	-	0.005
Losa de concreto	0.13	2.4	0.312
Plafón de yeso	0.02	1.5	0.030
			Carga muerta = 0.419



CARGAS DE SERVICIO			
Cargas permanentes	(ton/m²)	Cargas permanentes + accidentales	(ton/m²)
Carga muerta CM	0.419	Carga muerta CM	0.419
Carga adicional	0.040	Carga adicional	0.040
Carga viva CV	0.040	Carga viva CV	0.020
CT =	**0.499**	**CT =**	**0.479**

2. REVISIÓN DEL PERALTE MINIMO

Se tomará el tablero IV que es el más desfavorable en azotea.

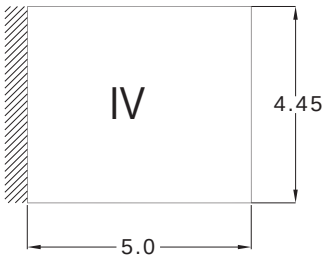
$$d_{\min} = \frac{perímetro}{250}(0.032\sqrt[4]{fs * W})$$

Perímetro = 445 + 1.5 (500 + 500 + 445) = 2612.50 m

En este cálculo, la longitud de lados discontinuos se incrementó 50 por ciento porque los apoyos de la losa no son monolíticos con ella.

$$d_{\min} = \frac{2612.50}{250}(0.032 * \sqrt[4]{2520 * 499}) = 11.20 \text{ cm}$$

Peralte total H = d_{min} + recubrimiento = 13.20 cm



Se tomará { d = 11 cm ; H = 13 cm

ANÁLISIS POR MEDIO DEL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DEL RCDF

Este método contempla el análisis de losas coladas monolíticamente con los apoyos y losas no coladas monolíticamente con ellos.

Los momentos flexionantes de diseño se calculan haciendo uso de una tabla proporcionada en las N.T.C de dicho reglamento, bajo los siguientes requisitos:

1. Los tableros son aproximadamente rectangulares.
2. La distribución de la carga es aproximadamente uniforme.
3. Los momentos negativos en un apoyo común de dos tableros adyacentes no deben diferir entre sí en una cantidad no mayor de un 50 % del menor de ellos.
4. La relación entre la carga muerta y carga viva no debe ser mayor de 2.5 para losas monolíticas con los apoyos ni mayor de 1.5 cuando no lo son.

3. CÁLCULO DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO

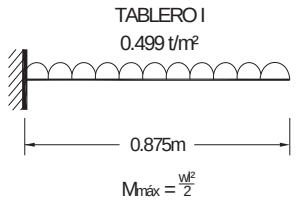
Los valores del coeficiente se calcularán de la tabla 6.1 de las N.T.C que corresponden al caso II que contempla las losas no coladas monolíticamente con los apoyos.

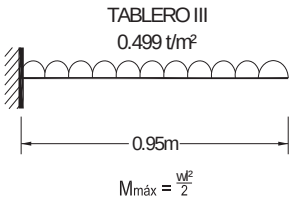
	Voladizo	TABLERO	MOMENTO	CLARO	COEFICIENTE	Mu (ton-m)	Mu ajustado
I	I		Negativo en bordes interiores	Corto		0.267	0.394
	a1=	0,875		Largo			
	a2=	4,45	Negativo en bordes discontinuos	Corto			
	m=	0,197		Largo			
	w=	0.499	Positivo	Corto			
II	De borde	II	Negativo en bordes interiores	Corto	466.28	0,399	0,362
	a1=	3,5		Largo	497,52	0.426	0.737
	a2=	5,5	Negativo en bordes discontinuos	Corto			
	m=	0,636		Largo			
	w=	0,499	Positivo	Corto	294.36	0,252	
				Largo	151.56	0,13	
III	Voladizo	III	Negativo en bordes interiores	Corto		0.315	0.381
	a1=	0,95		Largo			
	a2=	5,5	Negativo en bordes discontinuos	Corto			
	m=	0,173		Largo			
	w=	0,499	Positivo	Corto			
				Largo			
IV	De extremo	IV	Negativo en bordes interiores	Corto			
	a1=	4,45		Largo	710	0.982	0.737
	a2=	5	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0	
	m=	0,890		Largo	0	0	
	w=	0.499	Positivo	Corto	668	0.924	
				Largo	540	0.747	

$$Mu = Fc * Coef * 10^{-4} * w * a_1^{\,2}$$

Para calcular los momentos de los tableros I y III no se aplicó el método de los coeficientes debido a que no están perimetralmente apoyados, por lo cual se consideró a dichos tableros como una viga empotrada en voladizo para obtener el momento que se presenta en sentido corto. Este criterio se aplicará a los demás tableros que se encuentren en el mismo caso.

Para una viga empotrada en voladizo:





$$M_{max} = \frac{(0.499)(0.857)^2}{2} = 0.191 \text{ton/m}$$

$$M_{max} = \frac{(0.499)(0.95)^2}{2} = 0.225 \text{ ton/m}$$

Mu_{I} = 1.4 (0.191) = 0.267 ton-m

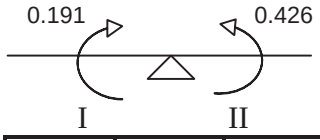
Mu_{III} = 1.4 (0.225) = 0.315 ton-m

4. AJUSTE DE MOMENTOS EN TABLEROS ADYACENTES.

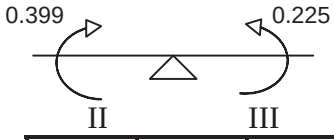
RIGIDEZ $k = \frac{d^3}{a_1}$ FACTOR DE DISTRIBUCION $fd = \frac{ki}{\sum ki}$

RIGIDEZ EN LOS TABLEROS (k)

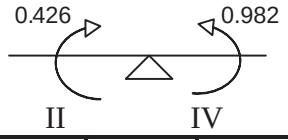
TABLERO	d (cm)	a_1 (cm)	*k* (kg/cm²)
I	11	87,5	15.21
II	11	350	3.80
III	11	95	14.01
IV	11	445	2.99



k	15.21	3.80
fd	0.80	0.20
Me	0.191	-0.426
M des.	-0.235	
M dist.	0.188	0.047
M ajust.	0.379	-0.379



k	3.80	14.01
fd	0,21	0,79
Me	0,399	-0.225
M des.	0.174	
M dist.	-0.04	-0.14
M ajust.	0.362	-0.362



k	3.80	2.99
fd	0.56	**0.44**
Me	0.426	**-0.982**
M des.	**-0.566**	
M dist.	0.31	**0.25**
M ajust.	0.737	-0.737

5. DISEÑO POR FLEXIÓN

PARA MOMENTO NEGATIVO

Debido a que el mayor momento negativo se presenta en el tablero IV, este se tomará para el diseño. Mu = 0.737 ton-m.

Área de acero de refuerzo:

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

$$A_s = \frac{170}{4200}\left[1-\sqrt{1-\frac{2(0.737\times10^5)}{(0.9)(100)(11)^2(170)}}\right](100 \text{ x } 11) = 1.81\ cm^2$$

Comparación del A_s requerido con el área de acero mínimo y máximo.

ACERO POR FLEXIÓN:

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{fy} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.00264$$

$$\rho b = \frac{f''c}{fy}.\frac{6000\beta_1}{fy+6000} = 0.0192$$

$$\rho_{\max} = 0.75\rho b = 0.75\times0.0192 = 0.0144$$

Las N.T.C. especifican que el refuerzo por flexión mínimo se calcule con la fórmula:

$$As_{\min} = \rho_{\min} bd$$

$$As_{\min} = (0.00264)(100)(11) = 2.904\ cm^2$$

El ancho b se considera de 100 cm y el área obtenida de esta manera es la necesaria para una franja de un metro de ancho.

ACERO POR TEMPERATURA:

$$A_{st} = \frac{660x_1}{fy(x_1+100)}(100) \quad ; \quad A_{st} = \frac{660(11)}{4200(11+100)}(100) = 1.557 cm^2$$

$A_{s\,min} = 2.904\ cm^2 > A_s = 1.81\ cm^2$

Por lo tanto se toma $As = 2.904$

SEPARACIÓN

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

Empleando varilla #3 ($a_0 = 0.71\ cm^2$): $S = \frac{(100)(0.71)}{2.904} = 24.45$ cm

La separación del refuerzo no debe exceder a la separación máxima especificada por el reglamento, es decir, la que corresponde al acero por cambios volumétricos: $3.5X_1$ y 50 cm.

Comparando con la separación máxima:

S_{max} = 50 cm
S_{max} = 3.5 X_1 = (3.5 x 11) = 38.5 cm

Por lo tanto, se ajustará la separación de varillas a cada 24 cm.

Vars. # 3 @ 24 cm c.a.c

PARA MOMENTO POSITIVO:
Se tomará para diseño el momento mayor positivo, el cual se encuentra en el tablero IV en el sentido largo. Mu = 0.747 ton-m

$$A_s = \frac{170}{4200}\left[1-\sqrt{1-\frac{2(0.747\times10^5)}{(0.9)(100)(11)^2(170)}}\right](100)(11) = 1.834\ cm^2$$

$$\text{As min.} = 2.904\ cm^2 > \text{As} = 1.834\ cm^2$$

Entonces, se toma As 2.904 cm^2

SEPARACION:

Empleando varilla #3 (a_0 = 0.71 cm^2): $S = \frac{(100)(0.71)}{2.904} = 24.45$ cm

S_{max} = 50 cm
S_{max} = 3.5 X_1 = (3.5) (11) = 38.5cm

No se rebasa ninguno de los límites anteriores, por lo tanto se ajustará la separación a cada 24 centímetros

Vars. # 3 @ 24 cm. c.a.c

6. REVISION POR CORTANTE

Por reglamento se verificará que Vu < V_{CR} Se revisará el tablero más desfavorable (tablero IV).

- La resistencia de la losa a fuerza cortante, se supondrá igual a:

$$V_{CR} = 0.5F_R bd\sqrt{f*c} = 0.5\times0.8\times100\times11\times\sqrt{200} = 6222.54\ \text{kg}$$

- La fuerza cortante que actúa se calculará con la expresión:

$$Vu = \left(\frac{a_1}{2}-d\right)\left(0.95-0.5\frac{a_1}{a_2}\right)w_u$$

$$Vu = \left(\frac{4.45}{2}-0.11\right)\left(0.95-0.5\frac{4.45}{5.0}\right)(1.4*499) = 746.16\ \text{kg}$$

Debido a que existen bordes continuos y bordes discontinuos, se incrementará el cortante último en un 15 por ciento.

Vu = (1.15) (746.16) = 858.08 *kg*

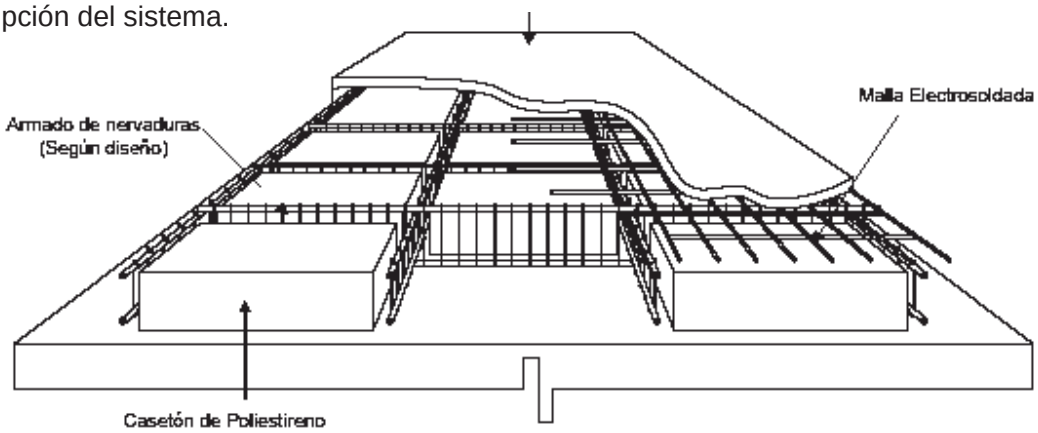
$V_{CR} > Vu$ El peralte de la losa es adecuado para resistir cortante.

DISEÑO DE LA LOSA DE PLANTA ALTA

Las losas de entrepiso se construirán aligeradas, procurando principalmente salvar los claros amplios que se presentan en los tableros de dichas plantas. Se procura reducir el peso de los entrepisos e incrementar el espesor para darle mayor rigidez transversal a la losa.

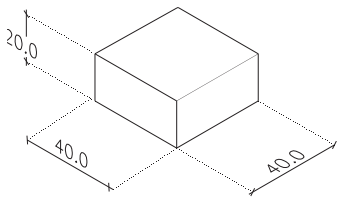
Este tipo de losas es ampliamente utilizado en la actualidad para salvar grandes claros, para soportar cargas lineales o concentradas sobre ella, tienen poco peso propio comparado con su gran peralte, debido a ello tienen una gran capacidad de resistencia, pueden apoyarse directamente sobre las columnas (evitando las trabes que normalmente irían si se construyera losa maciza). Al igual que con las losas macizas, las losas nervadas pueden armarse en uno o en dos sentidos. Para aligerar estas losas pueden usarse bloques ligeros o moldes, estos pueden ser recuperables o no.

Descripción del sistema.



Los casetones para el diseño de las dos losas de entrepiso se proponen que sean bloques de poliestireno expandido que actuarán como aligerante de los entrepisos. Dicho casetón consiste en un elemento rectangular tienen las siguientes dimensiones comerciales:

Ancho de nervaduras…….. N = 10 cm
Altura de casetón…….. D = 20 cm
Largo y ancho de casetón…….. B = 40 cm
Capa de compresión…… c = 5 cm
Peralte total de losa…….. H = 25 cm



VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL MATERIAL

VENTAJAS. Este tipo de material tiene la ventaja de acomodarse y moldearse de la forma deseada, pegando y cortando piezas para lograr superficies con medidas específicas. Proporciona aislamientos térmicos y acústicos, además de significar ahorros en la cantidad de concreto. El sistema tiene una buena estabilidad y rigidez debido a las nervaduras.

DESVENTAJAS. Un factor que impide el uso de los sistemas aligerados es la mentalidad del consumidor, quien no confía del todo en la resistencia de este tipo de losas, pues cree que un producto con un peralte menor a 12 cm de espesor no funciona igual que una losa maciza.

1. ANÁLISIS DE CARGAS (losa de planta alta)

ESPECIFICACIONES PARA LOSAS NERVADAS

1. La distancia entre nervaduras no será mayor de 75 cm.
2. El ancho de las nervaduras será mayor o igual a 10 cm.
3. El firme de compresión tendrá un espesor mínimo de 5 cm.
4. El peralte de las nervaduras no será mayor de 3 veces el ancho.

SISTEMA: Losa reticular colada en el lugar con diferentes recubrimientos.

Peralte equivalente $d_{eq} = c + 4ND - 4N^2D$. Se propone tomar las dimensiones anteriores.

d_{eq} = 5 + (4*10*20) – (4*10²*20) = 12.20 cm

Se colocará un relleno para dar pendientes para el drenaje de la superficie expuesta a la lluvia de los tableros IX, X, XI, XII y XIII.

ANÁLISIS DE CARGA UNITARIA PARA LOSA DE PLANTA ALTA (Tableros V, VI, y VII)

MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOLUMETRICO (ton/m³)	CARGA (ton/m²)
Mozaico	0.02	1.5	0.030
Mortero	0.04	2.1	0.084
Losa encasetonada	0.122	2.4	0.293
Plafón de yeso	0.02	1.5	0.030
		Carga muerta =	**0.437**

CARGAS DE SERVICIO

Cargas permanentes (ton/m²)		**Cargas permanentes + accidentales (ton/m²)**	
Carga muerta CM	0.437	Carga muerta CM	0.437
Carga adicional	0.040	Carga adicional	0.040
Carga viva CV	0.170	Carga viva CV	0.090
CT=	**0.647**	**CT=**	**0.567**

ANÁLISIS DE CARGA UNITARIA PARA LOSA DE PLANTA ALTA (Tableros IX, X, XI, XII y XIII)

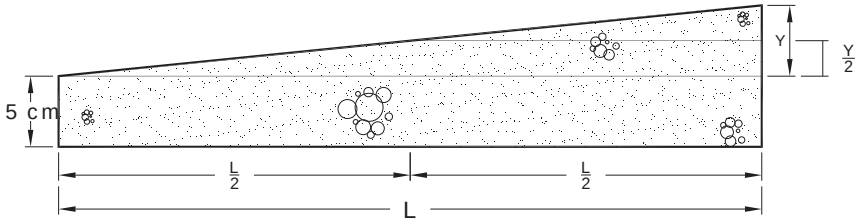
MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOLUMETRICO (ton/m³)	CARGA (ton/m²)
Mozaico	0.02	1.5	0.030
Mortero	0.04	2.1	0.084
Losa reticular	0.122	2.4	0.293
Plafón de yeso	0.02	1.5	0.030
Relleno de tepetate	0.11	1.5	0.165
		Carga muerta =	**0.602**

CARGAS DE SERVICIO

Cargas permanentes (ton/m²)		**Cargas permanentes + accidentales (ton/m²)**	
Carga muerta CM	0.602	Carga muerta CM	0.602
Carga adicional	0.040	Carga adicional	0.040
Carga viva CV	0.100	Carga viva CV	0.070
CT=	**0.742**	**CT=**	**0.712**

ESPESOR PROMEDIO DEL RELLENO EN TABLEROS IX, X, XI y XII

Este espesor se mide en planta alta para los tableros que requieren la inclinación deseada, desde el punto más lejano del escurrimiento hasta la bajada de agua pluvial (B.A.P.). El espesor medio se calculará partiendo de que el espesor mínimo es de 5 cm.



Para el caso de la losaL = 6.40 m (distancia mas alejada de la B.A.P al punto de escurrimiento)

Espesor máximo H = 5 + L (0.02) = H = 5 + (640) (0.02) = 17.80cm.
Espesor promedio Hp = (H +5)/2 = (17.80 + 5)/2 = 11.40 cm.

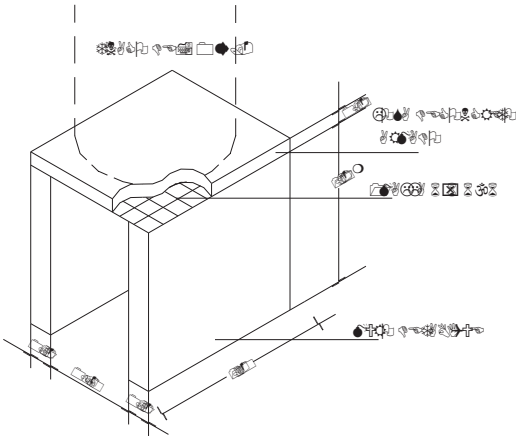
Se tomará la altura promedio del relleno como Hp = 11 cm

Por lo tanto la carga muerta de los tableros mencionados se verá afectada por una carga adicional por relleno.

2. CARGA EN EL TABLERO QUE RECIBE EL TINACO (tablero XIII)

Se trata de un tinaco marca ROTOPLAS con capacidad de 750 lt, el cual estará instalado sobre una base formada por una losa de concreto de 10 cm y dos muros con una altura de 1.10 m.

Peso total con agua = 0.842 ton



------- *DETALLE DE BASE PARA RECIBIR TINACO* -----

Se sostendrá la base con muros de tabique recocido cubiertos con mortero en ambas caras cuyo peso es: W = 240 kg/cm²

Longitud del muro: b = 1.20 m
Peso propio de cada muro w = $b * h * w$
w = (1.20 x 1.10 x 0.24) = 0.317 ton

Peso de la losa que recibe el tinaco
w = (0.10 x 2.4) (1.20 x 1.20) = 0.346 ton

Peso de la base = (0.317 x 2) + 0.346 = 0.98 ton

Peso total del tinaco con base
W = 0.98 + 0.842 = 1.82 ton

Área del tablero XIII = 7.00 m²

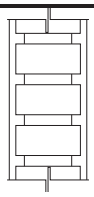
Peso que transmite el tinaco al tablero por m²
w = 1.82 / 7.00 = 0.260 ton/m²

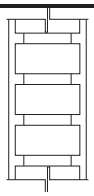
Carga total en el tablero XIII
CT = 0.742 + 0.260 = 1.00 ton/m²

3. PESO DE MUROS DIVISORIOS SOBRE LA LOSA DE PLANTA ALTA

El RCDF plantea en la sección 6.3.4 de las N.T.C. como transformar las cargas lineales y concentradas que transmiten los muros que se apoyan sobre losas, distribuyéndolas en forma uniforme en el tablero en donde se encuentren.

CARACTERISTICAS DE LOS DISTINTOS TIPOS DE MUROS

DETALLE	RECUBRIMIENTO				Altura del muro (m)		
	MORTERO-MORTERO						
	MATERIAL	**Espesor (m)**	**Peso Vol. (kg/m³)**	**W (kg/m)**			
	Mortero	0.02	1500	30	3.60	2.60	2.40
	Tabique	0.12	1500	180			
	Mortero	0.02	1500	30			
			W (kg/m)	240	816	624	576

DETALLE	RECUBRIMIENTO				Altura del muro (m)	
	AZULEJO-MORTERO					
	MATERIAL	**Espesor (m)**	**Peso Vol. (kg/m³)**	**W (kg/m)**		
	Azulejo	0.008	1800	14.4	2.60	2.40
	Mortero	0.03	2100	63		
	Tabique	0.12	1500	180		
	Mortero	0.02	1500	30		
			W (kg/m)	287.4	747.24	689.76

TABLERO V

El tablero es afectado por los muros de carga M9 y M10, por lo que la descarga adicional en el tablero será el peso propio de los muros.

MURO M9

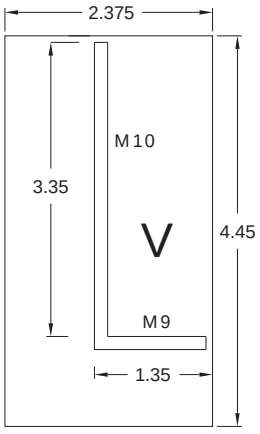
Se trata de un muro de carga con recubrimientos mortero-mortero que es paralelo al lado corto y de acuerdo a la relación de claros m = a_1/a_2 =0.534, le corresponde un factor F = 1.323, obtenido de la tabla 6.2 de las N.T.C.

Área tributaria correspondiente al muro M9 = 2.285 m²

Carga por losa en planta de azotea = (0.499)(2.285) = 1.14 ton

Área del tablero V = 10.57 m²

$$W_{losa} = \frac{1.14}{10.57} = \textbf{0.108 ton/m²}$$



Longitud del muro: b = 1.35 m

Altura del muro: h = 2.4 m

Peso propio del muro = b*W = 1.35 x 576 = 778 kg

W_{m9} = 0.778 ton

Factor correspondiente al muro: F_{M9} = 1.323

$$W_{m9} = \frac{Wtotal}{Atablero} \times Factor = \frac{(0.778)}{(10.57)}(1.323) = \textbf{0.097 ton/m²}$$

MURO M10.

Es un muro de carga con acabados mortero-mortero.

Área tributaria correspondiente al muro M10 = 5.978 m²

Carga por losa en planta de azotea = (1.098)(5.978) = 8.124 ton

$$W_{losa} = \frac{8.124}{10.57} =$$ **0.621 ton/m²**

Longitud del muro: b = 3.35 m

Altura del muro: h = 2.6 m.

Peso propio del muro = 3.35 x 624 = 2090 kg = 2.09 ton

Factor correspondiente al muro: $F_{M9} = 1.789$

$$W_{m10} = \frac{(2.09)}{(10.57)}(1.789)$$ **= 0.354 ton/m²**

Cargas permanentes en el tablero V
W = 0.647 + 0.108 + 0.097 + 0.621 + 0.354 = **1.827 ton/m²**

Cargas permanentes + accidentales en el tablero V
W = 0.567+ 0.108 + 0.097 + 0.621 + 0.354 = **1.747 ton/m²**

TABLERO VI.

MURO M9**.**

Es un muro de carga con acabados mortero-mortero.

Área tributaria correspondiente al muro M9 = 9.05 m²

Carga por losa en planta de azotea = (0.84)(9.05) = 7.602 ton

$$W_{losa} = \frac{7.602}{17.80} =$$ **0.427 ton/m²**

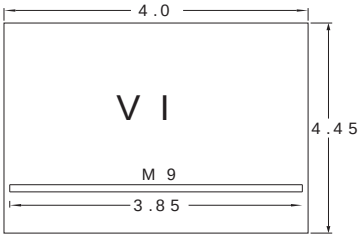
Longitud del muro: b = 3.85 m

Altura del muro: h = 2.4 m

Peso propio del muro = 3.85 x 576 = 2218 kg = 2.218 ton

Factor correspondiente al muro: $F_{M9} = 1.55$

$$W_{m9} = \frac{(2.218)}{(17.80)}(1.55) =$$ **0.193 ton/m²**



Cargas permanentes en el tablero VI
W = 0.647+ 0.427 + 0.193 = **1.267 ton/m²**

Cargas permanentes + accidentales en el tablero VI
W = 0.567+ 0.427 + 0.193 = **1.187 ton/m²**

TABLERO VII.

MURO M11.

También se trata de un muro de carga con acabados mortero-mortero.

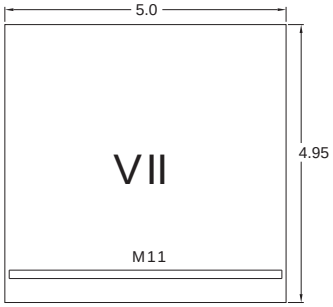
Área tributaria correspondiente al muro M11 = 6.277 m²

Carga por losa en planta de azotea = (0.499)(6.277) = 3.132 ton

$$W_{losa} = \frac{3.132}{24.75} =$$ **0.127 ton/m²**

Longitud del muro: b = 2.85 m

Altura del muro: h = 2.4 m



Peso propio del muro = 2.85 x 576 = 1642 kg = 1.642 ton

Factor correspondiente al muro: F_{M10} = 1.605

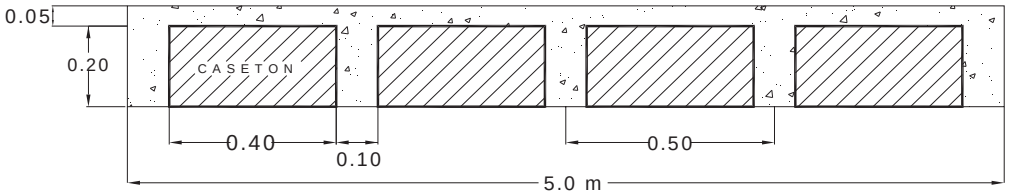
$$W_{m11} = \frac{(1.642)}{(24.75)}(1.605) =$$ **0.106 ton/m²**

Cargas permanentes en el tablero VII
W = 0.647 + 0.127 + 0.106 = **0.88 ton/m²**

Cargas permanentes + accidentales en el tablero VII
W = 0.567 + 0.127 + 0.106 = **0.80 ton/m²**

El análisis de losas encasetonadas se hará de la misma manera que para una losa maciza, siempre y cuando se cumpla que la distancia centro a centro entre nervaduras no sea mayor que 1/6 del claro de la losa paralelo a la dirección en que se mide la separación de nervaduras.

SECCIÓN REAL DEL TABLERO VII (Sentido largo)



Distancia centro a centro entre nervaduras $S \leq \frac{L}{6}$

Para el claro más desfavorable (tablero VII)

- En sentido largo L = 5.0 m y S = 0.50 m; L/6 = 0.83 m.

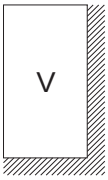
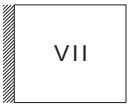
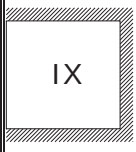
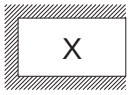
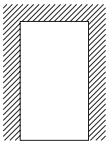
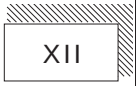
- En sentido corto L = 4.95 m y S = 0.50 m; L/6 = 0.74 m.

Por lo tanto cumple con el requisito del ARTÍCULO 6.3.6 y se analizará como losa maciza.

REQUISITOS DEL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES

- Los tableros son aproximadamente rectangulares. Cumple con la condición.
- La distribución de la carga es aproximadamente uniforme. Cumple.
- Los momentos negativos en un apoyo común de dos tableros adyacentes no deben diferir entre sí en una cantidad no mayor de un 50 % del menor de ellos.
- La relación entre la carga muerta y carga viva no debe ser mayor de 2.5 para losas monolíticas con los apoyos ni mayor de 1.5 cuando no lo son.

4. CÁLCULO DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO

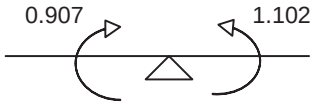
		TABLERO	MOMENTO	CLARO	COEFICIENTE	Mu (ton-m)	Mu ajustado
	**De esquina**	**V**	Negativo en bordes interiores	Corto	628.86	0,907	1.03
	a1=	2,375		Largo	556.18	0,802	
	a2=	4,45	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0	
	m=	0,534		Largo	0	0	
	w=	1.827	Positivo	Corto	394.92	0,570	
				Largo	166.30	0.24	
	De borde	**VI**	Negativo en bordes interiores	Corto	388,43	1,102	1.678
	a1=	4		Largo	341,28	0,968	
	a2=	4,45	Negativo en bordes discontinuos	Corto			
	m=	0,899		Largo	0	0	
	w=	1.267	Positivo	Corto	181,38	0,515	
				Largo	136,01	0.386	
	**Extremo**	**VII**	Negativo en bordes interiores	Corto	0	0	
	a1=	4,95		Largo	710	2.143	1.678
	a2=	5.0	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0	
	m=	0,99		Largo	0	0	
	w=	0.88	Positivo	Corto	534	1.612	
				Largo	540	1.630	
	**De borde**	**IX**	Negativo en bordes interiores	Corto	367.42	0,804	
	a1=	4,15		Largo	326,30	0,714	0.628
	a2=	4,375	Negativo en bordes discontinuos	Corto			
	m=	0,949		Largo	0	0	
	w=	0,907	Positivo	Corto	162,870	0,356	
				Largo	135,510	0,296	
	**De borde**	**X**	Negativo en bordes interiores	Corto	570.82	0,335	0,297
	a1=	2,15		Largo	423.78	0,249	0,628
	a2=	4,0	Negativo en bordes discontinuos				
	m=	0,538		Largo	0	0	
	w=	0,907	Positivo	Corto	337	0,198	
				Largo	146.72	0,086	
	**De borde**	**XI**	Negativo en bordes interiores	Corto	550.69	0,280	0,219
	a1=	2		Largo	503.42	0,256	0,297
	a2=	3,5	Positivo	Corto	320.50	0,163	
	m=	0,571		Largo	144.74	0,074	
	w=	0,907					
	**De esquina**	**XII**	Negativo en bordes interiores	Corto	492	0,141	0,628
	a1=	1,5		Largo	481,50	0,138	0,219
	a2=	2,0	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0	
	m=	0,750		Largo	0	0	
	w=	0,907	Positivo	Corto	272,50	0,078	
				Largo	157	0,045	
	De esquina	**XIII**	Negativo en bordes interiores	Corto	602.59	0,338	0,322
	a1=	2		Largo	547.67	0,307	
	a2=	3,5	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0	
	m=	0,571		Largo	0	0	
	w=	1.00	Positivo	Corto	371.98	0,209	
				Largo	164.45	0,092	

5. AJUSTE DE MOMENTOS EN TABLEROS ADYACENTES.

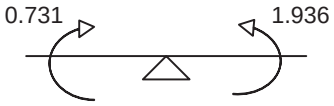
RIGIDEZ $k = \frac{d^3}{a_1}$ FACTOR DE DISTRIBUCION $fd = \frac{ki}{\sum ki}$

RIGIDEZ EN LOS TABLEROS (k)

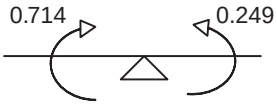
TABLERO	d (cm)	a_1 (cm)	*k* (kg/cm²)
V	23	237.5	51.23
VI	23	400	30.42
VII	23	495	24.58
IX	23	415	29.32
X	23	215	56.59
XI	23	200	60.84
XII	23	150	81.11
XIII	23	200	60.84



k	51.23	30.42
fd	0.627	0.373
Me	0.907	-1.102
M des.	-0.195	
M dist.	0.122	0.073
M ajust.	1.030	-1.030



k	30.42	24.58
fd	0.553	0.477
Me	1.102	-2.143
M des.	-1.041	
M dist.	0.576	0.465
M ajust.	1.678	-1.678



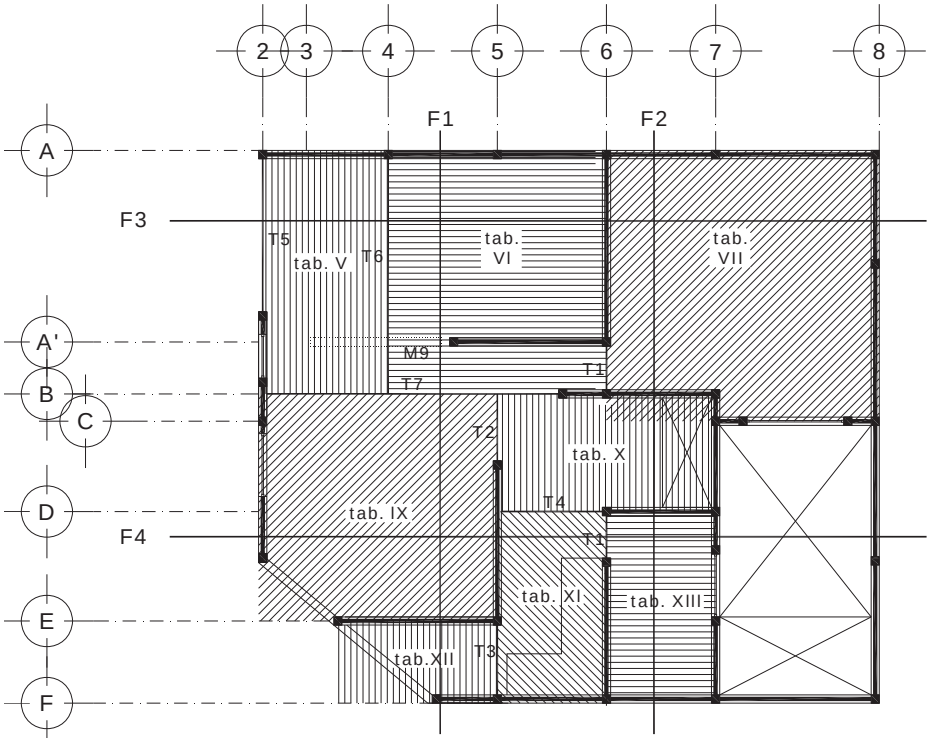
K	29.32	56.59
fd	0.265	**0.735**
Me	0.804	**-0.141**
M des.	**0.663**	
M dist.	-0.176	**-0.487**
M ajust.	0.628	-0.628

A manera comparativa de los resultados y empleando un método distinto al de los coeficientes, se aplicará el método de igualación de flechas, esto como una alternativa al cálculo de losas, así como para también elegir el método más preciso y práctico que permita continuar con el cálculo de las losas.

ANÁLISIS POR MEDIO DEL MÉTODO DE IGUALACIÓN DE FLECHAS

También conocido como Método de factores de distribución de carga. El método consiste en determinar que cantidad de carga de un tablero corresponde a una viga con un ancho unitario en una dirección y en otra perpendicular, igualando las deformaciones que sufren las vigas en el centro del claro del tablero.

El análisis de losas se hace considerando a esta como si se tratara de una viga continua y a los muros como sus apoyos, la carga será la parte de la carga w que trabaja en esa dirección, por lo que la losa se flexiona presentando su deformación máxima en el centro de su claro.



FACTORES DE DISTRIBUCIÓN
Se obtienen de la Tabla Nº 3 – ACI para repartir la carga entre los apoyos de la losa.

-TABLERO V
$m = a_a/a_2 = 2.375/4.45 = 0.534$; W=1.827 ton/m²
Entonces $W_a = 0.075$ y también $W_b = 0.925$

-TABLERO VI
m = 0.899; w= 1.267 ton/m²
$W_a = 0.395$; $W_b = 0.605$

-TABLERO VII
m = 0.990; w= 0.88 ton/m²
$W_a = 0.49$; $W_b = 0.51$

-TABLERO IX
m = 0.949; w= 0.907 ton/m²
$W_a = 0.477$; $W_b = 0.553$

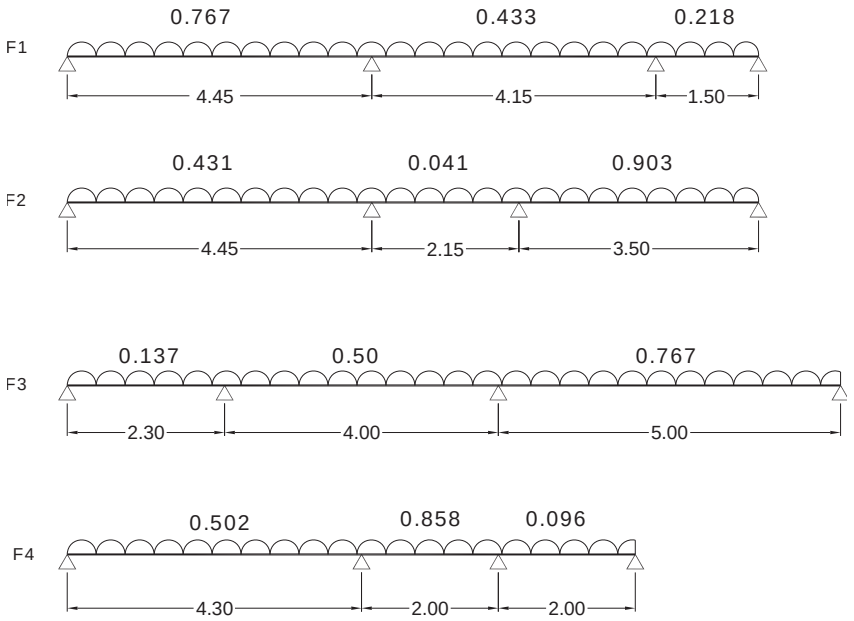
-TABLERO X
m = 0.538; w= 0.907 ton/m²
$W_a = 0.045$; $W_b = 0.955$

-TABLERO XI
m = 0.571; w= 0.907 ton/m²
$W_a = 0.946$; $W_b = 0.054$

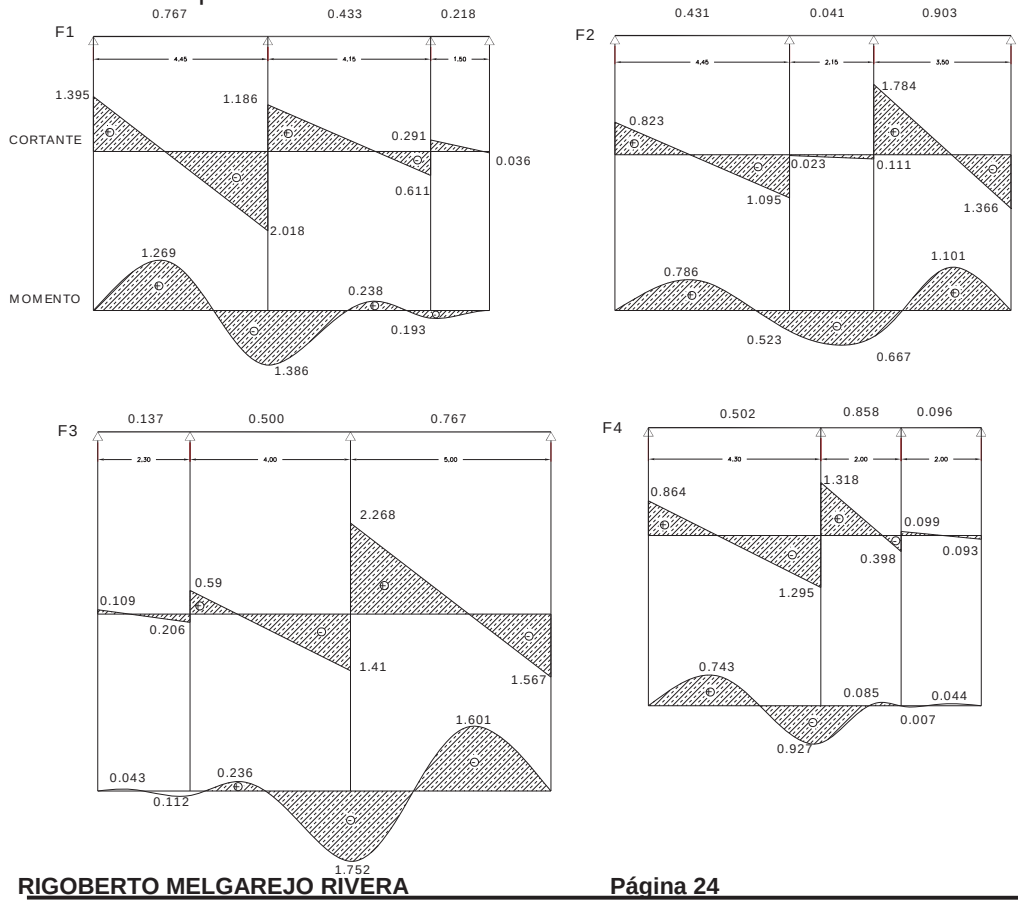
-TABLERO XII
m = 0.750; w= 0.907 ton/m²
$W_a = 0.240$; $W_b = 0.760$

-TABLERO XIII
m = 0.571; w= 1.00 ton/m²
$W_a = 0.096$; $W_b = 0.903$

Por lo tanto, las franjas quedan cargadas de la siguiente manera.



De los diagramas de fuerza cortante y momento, se obtienen los máximos en la franja **F3**. El momento máximo positivo obtenido en las franjas es M_{max+} = 1.601 ton-m, mientras que el momento máximo negativo es M_{max-} = 1.752 ton-m. Estos momentos son similares respecto a los momentos máximos obtenidos con el método de los coeficientes, a continuación se muestra la comparación de dichos momentos:



Método de los coeficientes	Método de las franjas
Momento negativo: Mu - = 1.678 ton-m	Mu - = 1.4(1.601) = 2.241 ton-m
Momento positivo: Mu + = 1.630 ton-m	Mu + = 1.4(1.752) = 2.453 ton-m

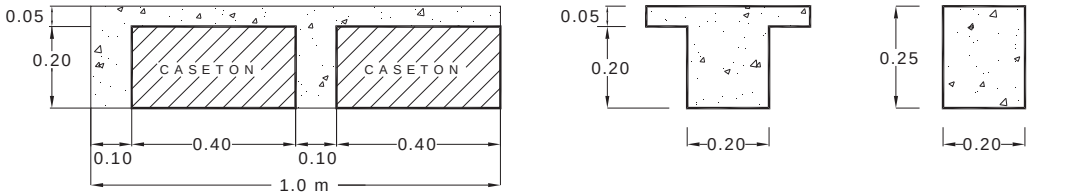
Los momentos de diseño que se observan en esta comparativa, son de magnitudes similares, lo cual demuestra que la aplicación de uno u otro método es aceptable, la diferencia, radica en que cada método tiene sus propios requisitos de aplicación, lo que hace que se refleje dicha diferencia de cantidades.

El método de los coeficientes se aplicará y se adoptará para el presente proyecto, ya que es el que reune las condiciones de aplicación y el que más se facilita, además de ser el que en la práctica tiene mayor aplicación, ya que este puede ser utilizado en tableros que se encuentran apoyados en todo su perímetro y también para los que no cumplen con esta condición.

6. DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA LOSA DE PLANTA ALTA

Se aplicará el método de los coeficientes del RCDF para el análisis de la losa.

Las nervaduras de losas encasetonadas se dimensionarán como vigas, excepto que, si la losa apoya en su perímetro, no será necesario cumplir con el refuerzo mínimo por tensión diagonal que se pide en la sección 2.5.2.2



SECCIÓN REAL TEÓRICA PRÁCTICA

PARA MOMENTO NEGATIVO
Mu (-) = 1.678 ton-m

$$A_s = \frac{170}{4200}\left[1-\sqrt{1-\frac{2(1.678\times10^5)}{(0.9)(20)(23)^2(170)}}\right](20)(23) = 2.042 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por flexión:

$As_{\min} = \rho_{\min} bd = (0.00264)(20)(23) = 1.214 \text{ cm}^2$

Acero por temperatura:

$$As_{temp} = \frac{660(23)}{4200(100+23)}(100) = 2.938 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se toma: As = 2.938 cm²

DISTRIBUCIÓN DEL ACERO EN LA SECCIÓN REAL

$$As_{nervadura} = \frac{2.938}{2} = 1.47 \text{ cm}^2$$

Se propone colocar una varilla #5 (a_0 = 1.98 cm²)

PARA MOMENTO POSITIVO
Mu (+) = 1.630 ton-m

$$A_s = \frac{170}{4200}\left[1-\sqrt{1-\frac{2(1.630\times10^5)}{(0.9)(20)(23)^2(170)}}\right](20)(23) = 1.980 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por flexión: $As_{min} = 1.214 \text{ cm}^2$

Acero por temperatura: $As_{temp} = 2.938 \text{ cm}^2$

Por lo tanto se toma: $As = 2.938 \text{ cm}^2$

DISTRIBUCIÓN DEL ACERO EN LA SECCIÓN REAL

$$As_{nervadura} = \frac{2.938}{2} = 1.47 \text{ cm}^2$$

Se propone colocar una varilla #5 ($a_0 = 1.98 \text{ cm}^2$)

7. REVISIÓN POR CORTANTE DE NERVADURAS

Se revisará que $V_{CR} \geq V_u$

$$V_{CR} = 0.5F_R bd\sqrt{f*c} = 0.5(0.8)(20)(23)\sqrt{200} = 2602.15 \text{ kg}$$

Cortante último: $V_u = \left(\frac{a_1}{2} - d\right)\left(0.95 - 0.5\frac{a_1}{a_2}\right)w_u$

Tomando el tablero de mayor perímetro (Tablero VII):

$$V_u = \left(\frac{4.95}{2} - 0.23\right)\left(0.95 - 0.5\frac{4.95}{5}\right)(1.4*795) = 1136.62 \text{ kg}$$

Como existen bordes continuos y discontinuos, el Vu se incrementará 15% por reglamento.

$Vu = 1.15 * 1136.62 = 1307.11 kg$

$Vu = 1307.11 \text{ kg} < V_{CR} = 2602.15 \text{ kg}$
El peralte es apropiado para resistir cortante.

Debido a que el diseño de la losa se asemeja al de una viga y como el cortante último es muy pequeño comparado con el cortante resistente, se colocarán estribos # 2 @ 20 cm.

Se observa que el acero por temperatura en los dos casos es el que rige para el diseño, lo cual nos permite utilizar una mayor magnitud de momento como es el caso de los obtenidos con el método de las franjas.

DISEÑO DE LA LOSA DE PLANTA BAJA

1. ANÁLISIS DE CARGAS.

CARGA UNITARIA PARA LOSA DE PLANTA BAJA

MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOLUMÉTRICO (ton/m³)	CARGA (ton/m²)
Mozaico	0.02	1.5	0.030
Mortero	0.04	2.1	0.,084
Losa encasetonada	0.122	2.4	0.293
Plafón de yeso	0.02	1.5	0.030
		Carga muerta =	**0.437**

CARGAS DE SERVICIO

Cargas permanentes (ton/m²)		**Cargas permanentes + accidentales (ton/m²)**	
Carga muerta CM	0,437	Carga muerta CM	0,437
Carga adicional	0,040	Carga adicional	0,040
Carga viva CV	0,170	Carga viva CV	0,090
CT =	**0,647**	**CT =**	**0.567**

2. PESO DE MUROS DIVISORIOS SOBRE LA LOSA DE PLANTA BAJA

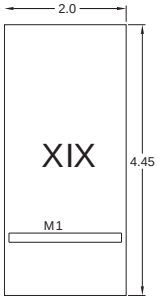
TABLERO XIX.

MURO M1. Es un muro divisorio paralelo al lado corto del tablero con acabados mortero-mortero, por lo que la descarga adicional en el tablero será el peso propio del muro.

Longitud del muro: b = 2.0 m
Peso propio del muro = 2.0 x 576 = 1152 kg = 1.152 ton

Factor para considerar las cargas lineales como cargas uniformes equivalentes correspondientes al muro F_{M1} = 1.30

$$W_{m1} = \frac{Wtotal}{Atablero} \times Factor = \frac{(1.152)}{(8.90)}(1.30) = 0.168 \text{ ton/m}^2$$



Cargas permanentes en el tablero XIX
W = 0.647+ 0.168 = **0.815 ton/m²**

Cargas permanentes + accidentales en el tablero XIX
W = 0.567+ 0.168 = **0.735 ton/m²**

TABLERO XVI

MUROS M2, M3 y M4. Se trata de muros divisorios también. Los muros M3 y M4 son de acabados de azulejo-mortero.

Peso de los muros.

Peso propio del muro M2 = (0.90*0.576) = 0.518 ton
Peso propio del muro M3 = (0.80*0.689) = 0.551 ton
Peso propio del muro M4 = (0.40*0.689) = 0.276 ton

Factores correspondientes a los muros: F_{M2} = 1.6; F_{M3} = 1.6 ; F_{M4} = 1.6

$$W_{m2} = \frac{(0.518)}{(12.25)}(1.60) = 0.068 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{m3} = \frac{(0.551)}{(12.25)}(1.60) = 0.072 \text{ ton/m}^2$$

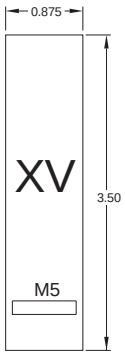
$$W_{m4} = \frac{(0.276)}{(12.25)}(1.60) = 0.036 \text{ ton/m}^2$$

Cargas permanentes en el tablero XVI
W = 0.647+ 0.068 + 0.072 + 0.036 = **0.823 ton/m²**

Cargas permanentes + accidentales en el tablero XVI
W = 0.567+ 0.068 + 0.072 + 0.036 = **0.743 ton/m²**

TABLERO XV

MURO M5. Es un muro divisorio con azulejo-mortero paralelo al lado corto.
Longitud del muro: b = 0.80 m
Peso propio del muro = 0.80 x 0.689 = 0.551 ton
Factor correspondiente al muro: F_{M5} = 1.3



$$W_{m5} = \frac{(0.551)}{(3.063)}(1.30) = 0.234 \text{ ton/m}^2$$

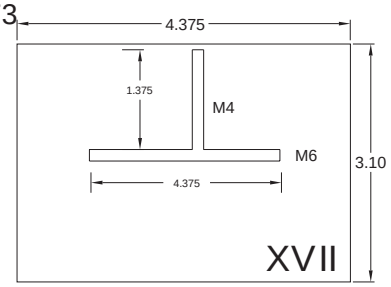
Cargas permanentes en el tablero XV
W = 0.647+ 0.234 = **0.881 ton/m²**

Cargas permanentes + accidentales en el tablero XV
W = 0.567 + 0.234 = **0.801 ton/m²**

TABLERO XVII

MUROS M4 y M6. Son muros divisorios. El muro M4 es de azulejo-mortero y el muro M6 de mortero-mortero.

Peso propio del muro M4 = 1.375 x 0.689 = 0.947 ton
Peso propio del muro M6 = 2.5 x 0.576 = 1.440 ton
Factores correspondientes a los muros: F_{M4} = 1.439; F_{M6} = 1.73



$$W_{m4} = \frac{(0.947)}{(13.563)}(1.439) = 0.10 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{m6} = \frac{(1.440)}{(13.563)}(1.73) = 0.184 \text{ ton/m}^2$$

Cargas permanentes en el tablero XVII
W = 0.647+ 0.10 + 0.184 = **0.931 ton/m²**

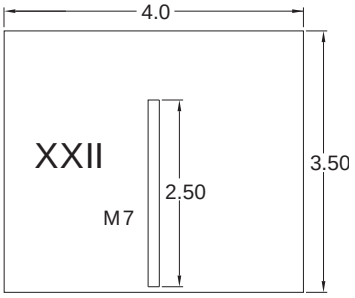
Cargas permanentes + accidentales en el tablero XVII
W = 0.567+ 0.10 + 0.184 = **0.851 ton/m²**

TABLERO XXII

MURO M7. Es un muro de carga acabado de azulejo-mortero, por lo que la descarga agregada será la carga que de la losa de planta alta más el peso propio del muro.

Área tributaria correspondiente al muro M7 = 2.393 x 2 = 4.786 m²
Carga por losa en planta alta = (2.393 x 0.907) + (2.393 x 1.0) = 4.568 ton
Área del tablero XXII = 14.0 m²

$$W_{losa} = \frac{4.568}{14.0} = 0.326 \text{ ton/m}^2$$



Longitud del muro: L = 2.50 m
Peso propio del muro M7 = 2.50 x 0.689 = 1.722 ton
Factor correspondiente al muro: F_{M7} = 1.538

$$W_{m7} = \frac{(1.722)}{(14.0)}(1.538) = 0.189 \text{ ton/m}^2$$

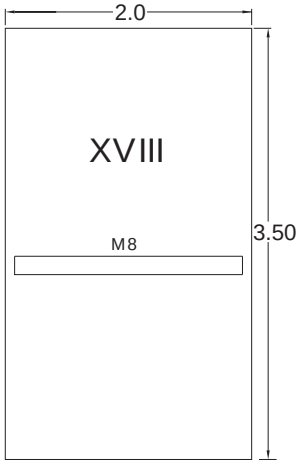
Cargas permanentes en el tablero XXII
W = 0.647+ 0.326 + 0.189 = **1.162 ton/m²**

Cargas permanentes + accidentales en el tablero XXII
W = 0.567+ 0.326 + 0.189 = **1.082 ton/m²**

TABLERO XVIII

MURO M8. Es un muro de carga de acabados mortero-mortero paralelo al lado corto del tablero, por lo tanto:

Área tributaria del muro = 4.93 m²
Carga por losa en planta alta = 0.907 x 4.93 = 4.472 ton
Área del tablero XVIII = 7.0 m²



$$W_{losa} = \frac{4.472}{7.0} = 0.639 \text{ ton/m}^2$$

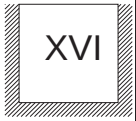
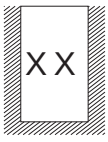
Longitud del muro: L = 2.0 m
Peso propio del muro M8 = 2.0 x 0.576 = 1.152 ton
Factor correspondiente al muro: F_{M8} = 1.347

$$W_{m8} = \frac{(1.152)}{(7.0)}(1.347) = 0.299 \text{ ton/m}^2$$

Cargas permanentes en el tablero XVIII
W = 0.647+ 0.639 + 0.299 = **1.585 ton/m²**

Cargas permanentes + accidentales en el tablero XVIII
W = 0.567+ 0.639 + 0.299 = **1.505 ton/m²**

3. CÁLCULO DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO

	De esquina	TABLERO	MOMENTO	CLARO	COEFICIENTE	Mu (ton-m)	Mu ajustado
	XV		Negativo en bordes interiores	Corto	898	0.085	0.408
	a1=	0,875		Largo	639	0.060	
	a2=	3,5	Positivo	Corto	644	0.061	
	m =	0,250		Largo	190	0.018	
	w =	0,881					
	De borde	XVI	Negativo en bordes interiores	Corto	346	0,488	0,538
	a1=	3,5		Largo	311	0,439	0,538
	a2=	3,5	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0	
	m =	1,00		Largo	0	0	
	w =	0,823	Positivo	Corto	144	0,203	
				Largo	135	0,190	
	De borde	XVII	Negativo en bordes interiores	Corto	473.77	0,593	0,488
	a1=	3,1		Largo	389.93	0.488	0,216
	a2=	4,375	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0	
	m=	0,709		Largo	0	0	
	w=	0,931	Positivo	Corto	257.22	0,322	
				Largo	139.73	0,175	
	De borde	XVIII	Negativo en bordes interiores	Corto	550.69	0,489	0.619
	a1=	2.0		Largo	417.51	0,371	0,506
	a2=	3,5	Negativo en bordes discontinuos				
	m=	0,571		Largo	0	0	
	w=	1.585	Positivo	Corto	320.50	0,284	
				Largo	144.74	0,128	
	De borde	XIX	Negativo en bordes interiores	Corto	637.248	0,291	0.385
	a1=	2.0		Largo	442.526	0.202	
	a2=	4,45	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0	
	m=	0,449		Largo	0	0	
	w=	0,815	Positivo	Corto	387.824	0,177	
				Largo	152.876	0,070	
	De borde	XX	Negativo en bordes interiores	Corto	637.248	0,231	0,587
	a1=	2.0		Largo	442.526	0.160	
	a2=	4,45	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0	
	m=	0,449		Largo	0	0	
	w=	0,647	Positivo	Corto	387.824	0.140	
				Largo	152.876	0.055	
	De borde	XXI	Negativo en bordes interiores	Corto	570.82	0,239	0,201
	a1=	2,15		Largo	423,78	0,177	0,216
	a2=	4.0	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0	
	m=	0,538		Largo	0	0	
	w=	0,647	Positivo	Corto	337	0.141	
				Largo	146.720	0.061	
	De borde	XXII	Negativo en bordes interiores	Corto	398.75	0,795	0,583
	a1=	3,5		Largo	348	0,693	0,619
	a2=	4.0	Neg. en bordes dis.	Largo	0	0	
	m=	0,875	Positivo	Corto	190.50	0,380	
	w=	1.162		Largo	136.64	0.272	

	Extremo	TABLERO	MOMENTO	CLARO	COEFICIENTE	Mu (ton-m)	Mu ajustado
XXIII	XXIII		Negativo en borde continuo	Corto	1011.80	0.825	0,587
	a1=	3.0	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0	
	a2=	5.025		Largo	0	0	
	m=	0,597	Positivo	Corto	761.20	0.62	
	w=	0,647		Largo	520	0.424	
XXIV	Extremo	XXIV	Negativo en borde continuo	Largo	710	0.145	0.529
	a1=	1,5					
	a2=	3.0	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0	
	m=	0,50		Largo	0	0	
	w=	0,647	Positivo	Corto	1060	0,216	
				Largo	540	0,110	
XXV	De esquina	XXV	Negativo en bordes interiores	Corto	442,16	0,160	
	a1=	2.0		Largo	437,26	0.158	0,324
	a2=	2,375	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0	
	m=	0,842		Largo	0	0	
	w=	0,647	Positivo	Corto	226,84	0,082	
				Largo	155,16	0,056	

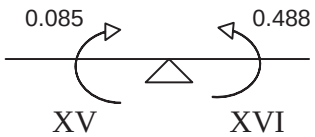
$$Mu = Fc * Coef * 10^{-4} * w * a_1^{\,2}$$

4. AJUSTE DE MOMENTOS EN TABLEROS ADYACENTES.

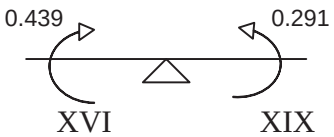
RIGIDEZ $k = \frac{d^3}{a_1}$ FACTOR DE DISTRIBUCIÓN $fd = \frac{ki}{\sum ki}$

RIGIDEZ EN LOS TABLEROS (k)

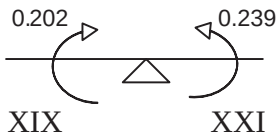
TABLERO	d (cm)	a_1 (cm)	*k* (kg/cm²)
XV	23	87.5	139.05
XVI	23	350	34.76
XVII	23	310	39.25
XVIII	23	200	60.84
XIX	23	200	60.84
XX	23	200	60.84
XXI	23	215	56.59
XXII	23	350	34.76
XXIII	23	300	40.56
XXIV	23	150	81.11
XXV	23	200	60.84



k	139.05	34.76
fd	0.80	0.20
Me	0.085	-0.488
M des.	-0.403	
M dist.	0.323	0.081
M ajust.	0.408	-0.408



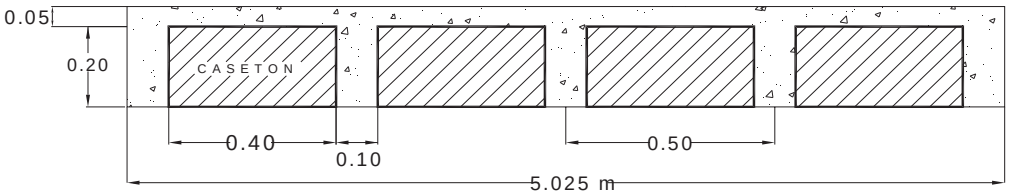
k	34.76	60.84
fd	0.364	0.636
Me	0.439	-0.291
M des.	0.148	
M dist.	-0.054	-0.094
M ajust.	0.385	-0.385



K	60.84	56.59
fd	0.518	**0.482**
Me	0.202	**-0.239**
M des.	**0.441**	
M dist.	-0.228	**-0.212**
M ajust.	-0.026	0.026

5. DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA LOSA DE PLANTA ALTA

SECCIÓN REAL DEL TABLERO XXIII (Sentido largo).



Distancia centro a centro entre nervaduras $S \leq \frac{L}{6}$

Para el claro más desfavorable (tablero XXIII)

- En sentido largo L = 5.025 m y S = 0.50 m; L/6 = 0.84m.

- En sentido corto L = 3.0 m y S = 0.50 m; L/6 = 0.50m.

Por lo tanto cumple con los requisitos del ARTÍCULO 6.3.6 y se analizará como losa maciza.

DISEÑO POR MOMENTO NEGATIVO
Tomando el mayor momento negativo que se presenta en el tablero XXII:
Mu (-) = 0.619 ton-m

$$A_s = \frac{170}{4200}\left[1-\sqrt{1-\frac{2(0.619\times10^5)}{(0.9)(20)(23)^2(170)}}\right](20)(23) = 0.726 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por flexión:
$As_{min} = (0.00264)(20)(23) = 1.214 \text{ cm}^2$

Acero por temperatura:

$$As_{temp} = \frac{660(23)}{4200(100+23)}(100) = 2.938 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se toma: $As = 2.938 \text{ cm}^2$

DISTRIBUCIÓN DEL ACERO EN LA SECCIÓN REAL

$$As_{nervadura} = \frac{2.938}{2} = 1.47 \text{ cm}^2$$

Se propone colocar una varilla #5 ($a_0 = 1.98 \text{ cm}^2$)

PARA MOMENTO POSITIVO
Se toma el mayor momento positivo que se presenta en el tablero XIII:
Mu (+) = 0.62 ton-m

Se observa que los momentos de diseño son muy parecidos en su magnitud, por lo que se decide colocar el mismo armado para momento positivo, considerando que el acero utilizado es mayor que el solicitado.

6. REVISIÓN POR CORTANTE PARA NERVADURAS

Se revisará que $V_{CR} \geq V_u$

$$V_{CR} = 0.5F_R bd\sqrt{f^*c} = 0.5(0.8)(20)(23)\sqrt{200} = 2602.15 \text{ kg}$$

Cortante último:

Tomando el tablero de mayor perímetro (Tablero XXII):

$$V_u = \left(\frac{3.5}{2} - 0.23\right)\left(0.95 - 0.5\frac{3.5}{4}\right)(1.4*1162) = 1267 \text{ kg}$$

Como existen bordes continuos y discontinuos, el cortante último se incrementará 15%.

Vu = 1.15 * 1267 = 1457 kg

Comparando con el cortante resistente:

Vu =1457 kg < V_{CR} *= 2602.15 kg*

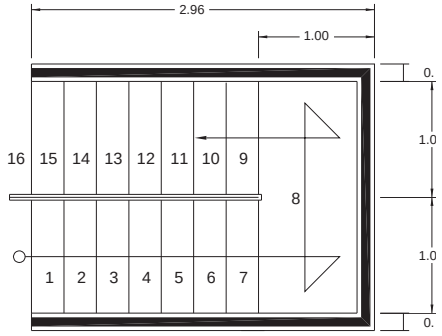
El peralte es apropiado para resistir cortante.

Debido a que el diseño de la losa se asemeja al de una viga y como el cortante último es pequeño comparado con el cortante resistente, se colocarán estribos # 2 @ 20 cm

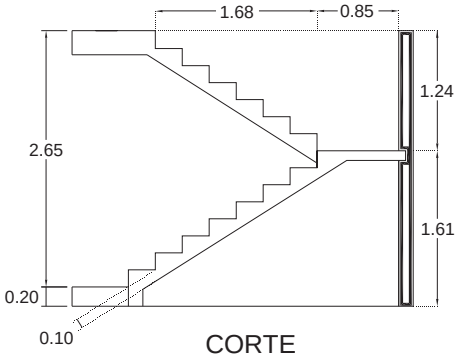
DISEÑO ESTRUCTURAL DE ESCALERAS

Se cuenta con dos escaleras mostradas en los planos arquitectónicos, se proyectaron a base de rampas inclinadas de concreto y escalones formados de tabique de barro rojo recocido.

ESCALERA DE PLANTA BAJA.
En la escalera se considera a cada rampa como una losa unidireccional que se comporta como una viga ancha, utilizando este criterio, la escalera se diseñará como dicha viga tomando una franja de ancho unitario.



PLANTA



CORTE

PESO DE LA ESCALERA POR m² DE SU PROYECCIÓN HORIZONTAL
Altura por subir = 2.65 m

Se tomará un peralte P = 17.6 cm y la huella se propone H = 28 cm

Se propone un peralte de losa de 10 cm y un recubrimiento de 2 cm.

Número de escalones = $\frac{265}{17.6}$ = 15 escalones

PESO DEL ESCALÓN POR m²
$W_{esc} = P/2 * P_{vol}$

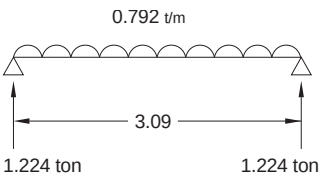
$\frac{P}{2} = \frac{17.6}{2}$ = 8.8 cm = 0.088 m

CÁLCULO DEL PESO DE LA ESCALERA (Planta baja)			
MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL. (ton/m³)	CARGA (ton/m²)
Losa de concreto	0,10	2,4	0,240
Plafón de yeso	0,02	1,5	0,030
Escalones	0,088	1,5	0,132
Mozaico	0,02	1,5	0,132
		Carga muerta=	**0,402**

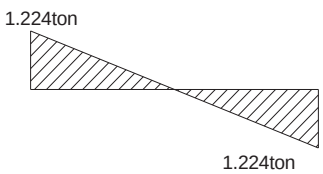
CARGAS DE SERVICIO			
Cargas permanentes (ton/m²)		Cargas permanentes + accidentales (ton/m²)	
Carga muerta CM	0,402	Carga muerta CM	0,402
Carga adicional	0,040	Carga adicional	0,040
Carga viva CV	0,35	Carga viva CV	0,15
CT=	**0,792**	**CT=**	**0,592**

Peso por metro lineal w = 0.792 ton/m

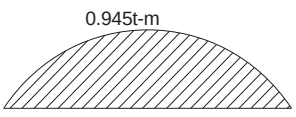
Elementos mecánicos:



Reacciones



Cortante



Momento

DISEÑO POR FLEXIÓN

Los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes de diseño se obtendrán considerando la losa como una viga simplemente apoyada con carga uniformemente distribuida.

DISEÑO POR MOMENTO POSITIVO
Mu = F_c M_{max} = 1.4 (0.945) = 1.323 t-m

$$A_s = \frac{170}{4200}\left[1-\sqrt{1-\frac{2(1.323\times10^5)}{(0.9)(100)(8)^2(170)}}\right](100)(8) = 4.719 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por flexión:
$As_{\min} = \rho_{\min} bd = (0.00264)(100)(8) = 2.11 \text{ cm}^2$

Acero por temperatura:
$$As_{temp} = \frac{660(8)}{4200(100+8)}(100) = 1.16 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se toma: As = 4.719cm²

Se propone el armado con varillas # 3 (As = 0.71 cm²)

Separación de las varillas.
$$S = \frac{100(0.71)}{4.719} = 15.05 \text{ cm}$$

Comparando con S_{min} y S_{max}

S_{mkn} = 6 cm

S_{max} = { 50 cm ; 3.5 X_1 = 3.5 (8) =28 cm

Se tomará la separación de S = 15 cm
Vars # 3 @ 15 cm.

Revisión de la deflexión máxima

Deflexión máxima.

$$\Delta_{\max} = \frac{5wL^4}{384EI} = \frac{5(7.92)(309)^4}{384(158113.89)(8333.33)} = 0.71 \text{ cm}$$

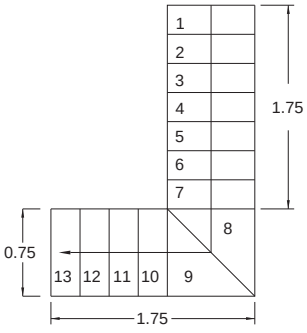
Deflexión permisible

$$\Delta_{per} = \frac{L}{240} + 0.5 = \frac{309}{240} + 0.5 = 1.79 \text{ cm}$$

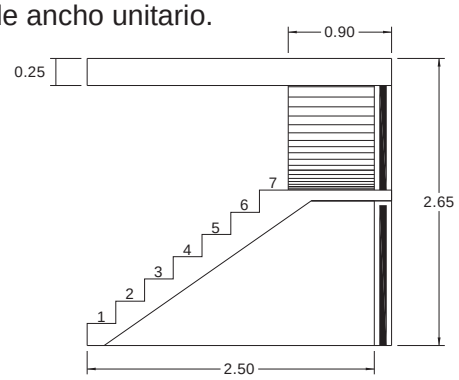
La deflexión máxima en la losa de escalera está dentro del límite permitido.

ESCALERA DE PLANTA ALTA

Para diseñar la escalera en planta alta se considera también a cada rampa como una losa unidireccional que se comporta como una viga ancha, utilizando este criterio, la escalera se diseñará como dicha viga tomando una franja de ancho unitario.



PLANTA



CORTE

PESO DE LA ESCALERA POR m² DE SU PROYECCIÓN HORIZONTAL
Altura por subir = 2.65 m

Se tomará un peralte P = 20.5 cm y la huella se propone H = 28 cm

Se propone un peralte de losa de 10 cm y un recubrimiento de 2 cm.

Número de escalones = $\frac{265}{20.5}$ = 13 escalones

PESO DE ESCALÓN POR m²
$W_{esc} = P/2 * P_{vol}$

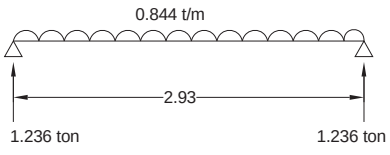
$\frac{P}{2}$ = 10.25 cm = 0.1025 m

CÁLCULO DEL PESO DE LA ESCALERA (Planta alta)			
MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL. (ton/m³)	CARGA (ton/m²)
Losa de concreto	0.10	2.4	0.240
Plafón de yeso	0.02	1.5	0.030
Escalones	0.1025	1.5	0.154
Mozaico	0.02	1.5	0.030
		Carga muerta =	**0.454**

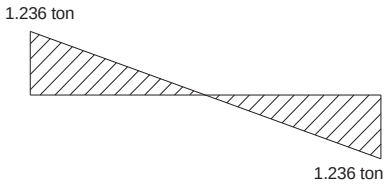
CARGAS DE SERVICIO			
Cargas permanentes (ton/m²)		Cargas permanentes + accidentales (ton/m²)	
Carga muerta CM	0.454	Carga muerta CM	0.454
Carga adicional	0.040	Carga adicional	0.04
Carga viva CV	0.350	Carga viva CV	0.15
CT=	**0.844**	**CT=**	**0.644**

Peso por metro lineal w = 0.844 ton/m

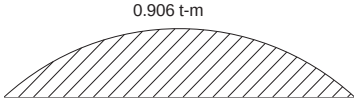
Elementos mecánicos:



Reacciones



Cortante



Momento

DISEÑO POR FLEXIÓN

DISEÑO POR MOMENTO POSITIVO

Mu = $F_{c.}$ M_{max} = 1.4 (0.905) = 0.591 t-m

$$A_s = \frac{170}{4200}\left[1-\sqrt{1-\frac{2(0.591\times10^5)}{(0.9)(100)(8)^2(170)}}\right](100)(8) = 3.148 \text{ cm}^2$$

Acero requerido por flexión:

$As_{\min} = \rho_{\min} bd$ = (0.00264)(100)(8) = 2.11 cm²

Acero por temperatura:

$$As_{temp} = \frac{660(8)}{4200(100+8)}(100) = 1.16 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se toma: As = 3.148 cm²

Se propone el armado con varillas # 3 (As = 0.71 cm²)

Separación de las varillas

$$S = \frac{100(0.71)}{3.148} = 22.55 \text{ cm}$$

Comparando con S_{min} y S_{max}

S_{mkn} = 6 cm

S_{max} = { 50 cm ; 3.5 X_1 = 3.5 (8) =28 cm

Se tomará la separación máxima S = 20 cm

Vars # 3 @ 20 cm.

Revisión de la deflexión máxima

Deflexión máxima

$$\Delta_{\max} = \frac{5wL^4}{384EI} = \frac{5(8.44)(293)^4}{384(158113.89)(8333.33)} = 0.61 \text{ cm}$$

Deflexión permisible

$$\Delta_{per} = \frac{L}{240} + 0.5 = \frac{293}{240} + 0.5 = 1.72 \text{ cm}$$

La deflexión máxima en la losa esta dentro del límite permitido.

Capítulo V

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE TRABES

Las trabes o vigas son elementos estructurales de diseñados para soportar esfuerzos de flexión y cortante, ocasionalmente, las vigas deben resistir, además momentos flexionantes en dirección normal al plano de las cargas principales, así como momentos torsionantes. Todo ello hace la sección que puede resultar óptima para fines de resistir la flexión principal no es necesariamente la más adecuada al considerar los otros estados límite.

Un aspecto importante en las vigas es la revisión del estado límite de servicio. En elementos sujetos a compresión o a tensión las deformaciones son muy pequeñas y no suelen revisarse. En vigas con mucha frecuencia el momento de inercia necesario esta regido por el comportamiento de los requisitos de las flechas máximas admisibles y no por el de resistencia.

Para un funcionamiento eficiente como viga es esencial contar con materiales con apreciable resistencia en tensión; de allí que el acero solo o como refuerzo del concreto, y la madera sean los materiales más empleados para formar estos elementos estructurales. Es en la viga donde el concreto reforzado, y especialmente el presforzado, encuentra su aplicación más eficiente al integrar un material compuesto que aprovecha las ventajas de sus dos materiales componentes.

TRABES EN PLANTA ALTA

Las trabes se analizarán como simplemente apoyadas.

DATOS DE DISEÑO

Propiedades de los materiales para todas las trabes:
f'c = 250 kg/cm² (resistencia del concreto)
fy = 4200 kg/cm² (armado longitudinal)
fy = 4200 kg/cm² (estribos)
f*c = 0.8 f'c = 200 kg/cm²
f''c = 0.85 f*c = 170 kg/cm²

El peralte de las trabes se propone de manera que traten de igualar al peralte de la losa de planta alta y planta baja (25 cm), se propone entonces que la sección de las trabes sean las siguientes, salvo en ocasiones donde se requiera por cálculo aumentar dichas dimensiones.

b = 15 cm (base de la trabe)

h = 25 cm (altura total de la sección)

Recubrimiento = 4 cm. Este se aplicará en todas las trabes.

d = h - rec = 21 cm (peralte efectivo de la sección)

Los siguientes valores serán válidos para todas las trabes con cualquier dimensión, ya que dependen únicamente de las propiedades de los materiales empleados.

Porcentaje de acero balanceado: $\rho b = \frac{f''c}{fy}\left(\frac{4800}{fy+6000}\right) = 0.01905$

Porcentaje de acero mínimo: $\rho \min = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{fy} = 0.00264$

Porcentaje de acero máximo: $\rho \max = 0.75\rho b = 0.01429$

TRABE T1 Eje 5 tramo E-F

Las cargas que actúan a lo largo de esta trabe son el peso de la escalera ubicada en planta alta, la carga que provoca el peso propio de la trabe y el peso que transmite la losa de azotea.

CARGA QUE TRANSMITE LA ESCALERA
El peso correspondiente de la escalera será la mitad del peso de la rampa escalonada que se encuentra descargando sobre un tramo de la viga.

Área de cada rampa = 0.75 x 1.75 = 1.313 m²
Área correspondiente a la trabe = 1.313/2 = 0.656 m²
Peso de la escalera W_{esc} = 0.844 ton/m²
W = 0.656 x 0.844 = 0.554 ton

PESO DE LA LOSA DE AZOTEA
Área tributaria de la losa A_t = 1.563 m²
Peso de la losa w_{losa} = 0.907 ton/m²
W azotea $A_t * w_{losa}$ = (1.563 x 0.907) = 1.418 ton

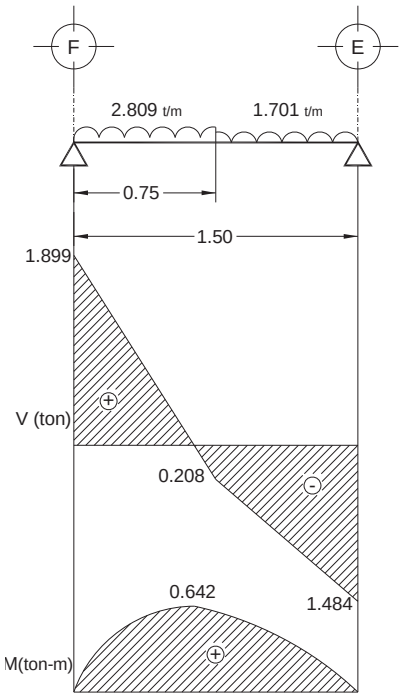
PESO PROPIO DE T1
Longitud de la trabe L = 1.50 m
$w_{trabe} = P_{vol} * b * h * L$
w_{T1} = 2.4 x 0.15 x 0.25 x 1.50 = 0.135 ton

DESCARGA DESDE EL EJE **F** HASTA LA MITAD DEL CLARO DE LA VIGA.

$$W_1 = \frac{(0.554 + 1.418 + 0.135)}{0.75} = 2.809 \text{ ton/m}$$

DESCARGA PARA EL RESTO DE LA LONGITUD.

$$W_2 = \frac{(1.418 + 0.135)}{0.75} = 1.701 \text{ ton/m}$$



A) DISEÑO POR FLEXIÓN

ACERO REQUERIDO POR MOMENTO POSITIVO

Mu (+) = FC x M_{max} = 1.4 (64180) = 89852 kg-cm

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

$$\rho = \frac{170}{4200}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(89852)}{0.9(15)(21)^2(170)}}\right] = 0.00377$$

ρ min < 0.00377< ρ max,

Por lo tanto se tomará ρ = 0.00377

ÁREA DE REFUERZO LONGITUDINAL

$As_{req} = \rho bd = (0.00377)(15)(21) = 1.19\ cm^2$

Se colocará el armado mínimo indicado por reglamento, es decir se utilizarán 2 varillas del #4

$As = 2.53\ cm^2 > As_{req}$

ACERO REQUERIDO POR MOMENTO NEGATIVO

No se presenta momento negativo, se empleará el armado mínimo, es decir 2 varillas del # 4

B) DISEÑO POR CORTANTE

No se permitirá que $Vu > 2.5F_R bd\sqrt{f*c}$, es decir que *Vu* no sea mayor que 8909.55 kg.

CORTANTE RESISTENTE

Debido a que ρ < 0.015 el cortante V_{CR} se calcula de acuerdo con la expresión de la sección 2.5.1.1 de las N.T.C.

$$V_{CR} = F_R bd(0.2 + 20\rho)\sqrt{f*c}$$

$$\rho = \frac{2.53}{(15)(21)} = 0.00803$$

$$V_{CR} = 0.8\times 15\times 21(0.2 + 20(0.00803))\sqrt{200} = 1285.24\ \text{kg}$$

CORTANTE ÚLTIMO

Cortante a un peralte del apoyo: $x = \frac{b}{2} + d$ = 7.5 + 21 = 28.5 cm

Del diagrama de cortante se obtiene Vd =1.098 ton a la distancia x =28.5 cm del primer apoyo:

Por lo tanto el cortante último es:

Vu = (1.4)(1.098)(1000) = 1537.20 kg

$$V_{CR} < Vu$$

Como la fuerza cortante de diseño *Vu,* es mayor que V_{cR}, la diferencia se absorberá con refuerzo.

Fuerza cortante que toma el refuerzo transversal. Se colocarán estribos verticales #2.5 de 2 ramas con fy= 4200 kg/cm² y área transversal A_v = 2(0.49) = 0.98 cm²

SEPARACIÓN.

$$S = \frac{0.8(0.98)(4200)(21)}{1537.20 - 1285.24} = 274.44\ \text{cm}$$

S_{min} = 6 cm

S_{max} = 0.5d cuando $Vu < 1.5F_R bd\sqrt{f*c} = 1.5\times 0.8\times 15\times 21\sqrt{200} = 5345.73$ kg

1446.20 kg < 5 345.73 kg

S_{max} = 0.5 (21) = 10.5 cm.

Se usarán estribos # 2.5 con una separación de 10 cm.

Revisión de deflexiones

Las dimensiones de las trabes deben ser tales que las deflexiones que puedan sufrir bajo condiciones de servicio o trabajo se mantengan dentro de los límites prescritos en las N.T.C.

Para el cálculo de las deflexiones en esta trabe, se tomará la carga de mayor magnitud que se presenta en su claro.

Propiedades geométricas de la trabe.

$$E = 10000\sqrt{f\ c} = 10000\sqrt{250} = 158113.89 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{15(25^3)}{12} = 19531.25 \text{ cm}^4$$

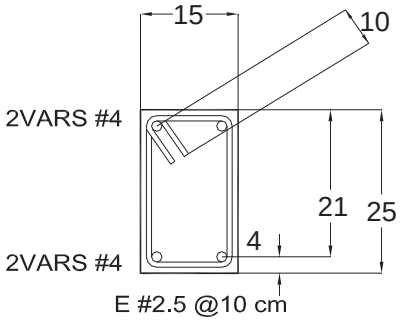
Deflexión máxima.

$$\Delta_{max} = \frac{5wL^4}{384EI} = \frac{5(28.09)(150)^4}{384(158113.89)(19531.25)} = 0.06 \text{ cm}$$

Deflexión permisible.

$$\Delta_{per} = \frac{L}{240} + 0.5 = \frac{150}{240} + 0.5 = 1.13 \text{ cm}$$

Por lo tanto es admisible la deflexión en la trabe T1



TRABE T2 Eje D tramo 5-6

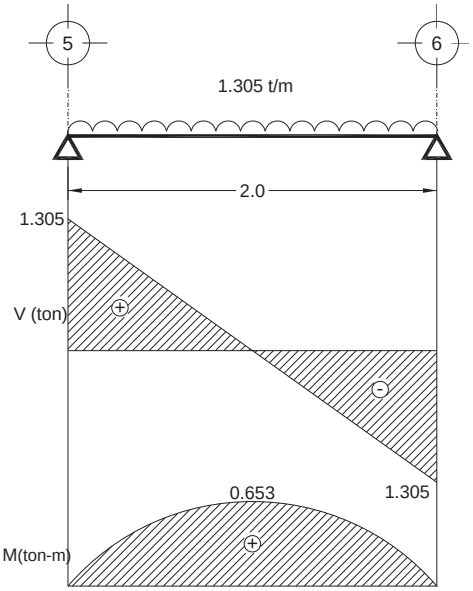
La carga actuante a lo largo de dicha trabe es la suma de la carga que provoca su peso propio más el peso que transmite la losa de azotea. Como ya se mencionó, las dimensiones de las trabes se proponen igual que para la trabe T1.

PESO DE LA LOSA DE AZOTEA
Área tributaria de la losa A_t = 2.68 m²
Peso de la losa w_{losa} = 0.907 ton/m²
W azotea = A_t * w_{losa} = 2.68 x 0.907 = 2.431 ton

PESO PROPIO DE T2
Longitud de la trabe L = 2.0 m
w_{trabe} = (2.4) (0.15) (0.25) (2.0) = 0.180 ton

DESCARGA TOTAL QUE RECIBE LA TRABE

$$W_{T2} = \frac{(2.431 + 0.180)}{2.0} = 1.305 \text{ ton/m}$$



A) DISEÑO POR FLEXIÓN

ACERO REQUERIDO POR MOMENTO POSITIVO

Mu (+) = FC x M_{max} = 1.4 (65269) = 91376.60 kg-cm

$$\rho = \frac{170}{4200}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(91376.6)}{0.9(15)(21)^2(170)}}\right] = 0.00384$$

ρ min < ρ calculado < ρ max

ρ diseño = 0.00384

ÁREA DE REFUERZO LONGITUDINAL
$As_{req} = (0.00384)(15)(21) = 1.32 \text{ cm}^2$

Utilizando 2 varillas del #4 (a_0 = 1.27). As = 2.53 cm² > As_{req}

ACERO REQUERIDO POR MOMENTO NEGATIVO

Debido a que no se presenta momento negativo, se empleará el armado mínimo, es decir se colocarán 2 varillas del # 4.

B) DISEÑO POR CORTANTE

CORTANTE RESISTENTE

$$V_{CR} = 0.8 \times 15 \times 21(0.2 + 20(0.00384))\sqrt{200} = 1285.24 \text{ kg}$$

CORTANTE ÚLTIMO

Cortante a un peralte del apoyo: $x = \frac{b}{2} + d$ = 7.5 + 21 = 28.5 cm

Del diagrama se obtiene el cortante a la distancia de 28.5 cm es: Vd = 0.933 ton

Por lo tanto: *Vu = (1.4)(0.933)(1000) = 1306.20 kg*

$V_{CR} < Vu$

Por lo tanto se colocará refuerzo transversal

Se colocará refuerzo por tensión diagonal, el cual estará formado por estribos verticales # 2.5 (a_o= 0.49) de dos ramas.

Considerando un área transversal A_v = 2(0.49) = 0.98 cm², la separación es:

$$s = \frac{[(0.8)((0.98)(4200)(21)]}{1306.20 - 1285.24} = 3298.66 \text{ cm}$$

Separación mínima = 6 cm

S max = 0.5d = 0.5 (21) = 10.5 cm

Se usarán estribos # 2.5 con una separación de 10 cm.

Revisión de deflexiones

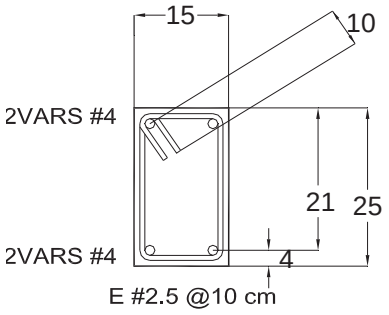
Deflexión máxima

$$\Delta_{\max} = \frac{5wL^4}{384EI} = \frac{5(13.05)(200)^4}{384(158113.89)(19531.25)} = 0.09 \text{ cm}$$

Deflexión permisible

$$\Delta_{per} = \frac{L}{240} + 0.5 = \frac{200}{240} + 0.5 = 1.33 \text{ cm}$$

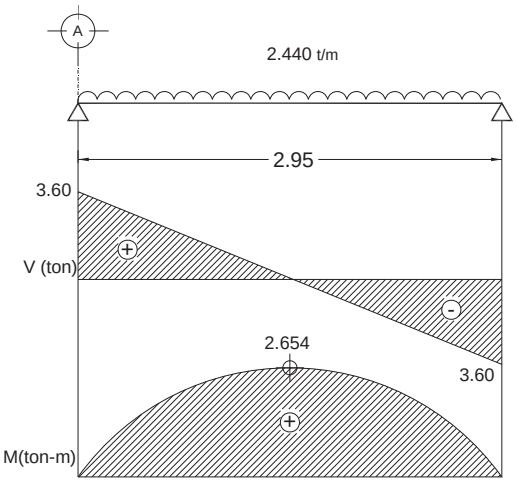
Por lo tanto es admisible la deflexión en la trabe T2



TRABE T3 Eje D tramo A-A'

La carga que actúa sobre esta trabe es la suma de su peso propio más el peso que transmite la losa de azotea.

PESO DE LA LOSA DE AZOTEA
Área tributaria de la losa A_t = 3.795 m²
Peso de la losa w_{losa} = 1.827 ton/m²
W azotea = 3.795 x 1.827 = 6.933 ton



PESO PROPIO DE T3
Longitud de la trabe L = 2.95 m
$w_{trabe} = (2.4)(0.15)(0.25)(2.95) = 0.266$ ton

DESCARGA TOTAL QUE RECIBE LA TRABE

$$W_{T3} = \frac{6.933 + 0.266}{2.95} = 2.440 \text{ ton/m}$$

A) DISEÑO POR FLEXIÓN

ACERO REQUERIDO POR MOMENTO POSITIVO

Mu (+) = 1.4 (265426) = 371596.75 kg-cm

$$\rho = \frac{170}{4200}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(371596.75)}{0.9(15)(21)^2(170)}}\right] = 0.01961 > \rho \text{ max, se tomará } \rho \text{ max} = 0.01429$$

ÁREA DE REFUERZO LONGITUDINAL
$As_{req} = (0.01429)(15)(21) = 4.50$ cm²

Utilizando 4 varillas del #4 (a_0 = 1.27). As = 5.07 cm² > As_{req}

ACERO REQUERIDO POR MOMENTO NEGATIVO

No se presenta momento negativo, se empleará el armado mínimo, es decir 2 varillas del # 4

B) DISEÑO POR CORTANTE

CORTANTE RESISTENTE

Debido a que ρ < 0.015, $V_{CR} = F_R bd(0.2 + 20\rho)\sqrt{f^* c}$

$$V_{CR} = 0.8 \times 15 \times 21(0.2 + 20(0.0161))\sqrt{200} = 1859.97 \text{ kg}$$

CORTANTE ÚLTIMO

Cortante a un peralte del apoyo: $x = \frac{b}{2} + d$ = 7.5 + 21 = 28.5 cm

Del diagrama de cortante se obtiene que el cortante a la distancia de 28.5 cm es:
Vd = 2.904 ton

Entonces el cortante último es:
Vu = (1.4)(2.904)(1000) = 4065.6 kg

$$V_{CR} < Vu$$

Por lo tanto se colocará refuerzo transversal.

El refuerzo estará formado por estribos verticales # 2.5 de 2 ramas.

$$s = \frac{[(0.8)((0.98)(4200)(21)]}{4065.60 - 1859.97} = 31.35 \text{ cm}$$

Smin = 6 cm

S max = 0.5d = 0.5 (21) = 10.5 cm.

Se usarán estribos # 2.5 con una separación de 10 cm.

Revisión de deflexiones

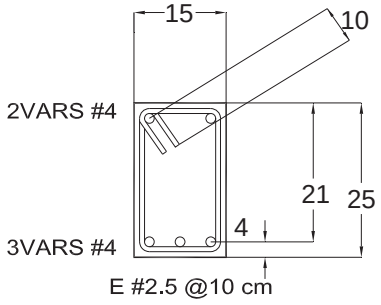
Deflexión máxima.

$$\Delta_{max} = \frac{5(24.4)(295)^4}{384(158113.89)(19531.25)} = 0.78 \text{ cm}$$

Deflexión permisible.

$$\Delta_{per} = \frac{295}{240} + 0.5 = 1.73 \text{ cm}$$

Por lo tanto es admisible la deflexión en la trabe T3



TRABE T4 Eje 4 tramo A-B

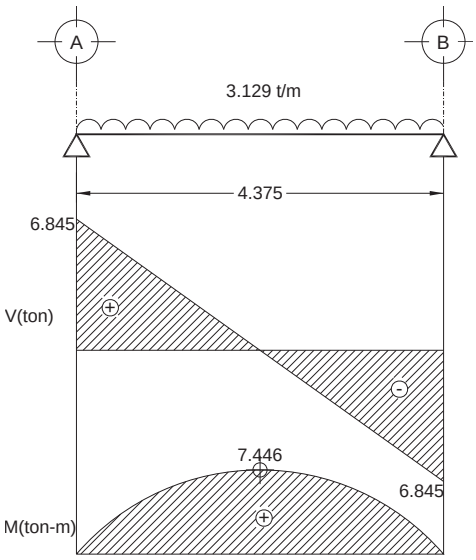
La trabe esta cargada por la suma de su peso propio y el peso que transmiten los tableros V y VI de la losa de azotea.

PESO DE LA LOSA DE AZOTEA
Área tributaria de la losa A_t = 3.795 + 4.90 = 8.695 m²
W azotea = (3.795 x 1.827) + (4.90 x 1.267) = 13.140 ton

Por la magnitud de la carga de azotea y considerando que se agregará el peso propio de la trabe, se propone aumentar el peralte de la trabe T4. De acuerdo con lo anterior, se tomarán las siguientes dimensiones:

b = 15 cm

h = 35 cm



PESO PROPIO DE T4
Longitud de la trabe L = 4.375 m
w_{trabe} = (2.4) (0.15) (0.35) (4.375) = 0.551 ton

DESCARGA TOTAL QUE RECIBE LA TRABE.

$$W_{T4} = \frac{(13.140 + 0.551)}{4.375} = 3.129 \text{ ton/m}$$

A) DISEÑO POR FLEXIÓN

ACERO REQUERIDO POR MOMENTO POSITIVO
Mu (+)= 1.4 (744570.31) = 1048238.32 kg-cm

$$\rho = \frac{170}{4200}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(1048238.32)}{0.9(15)(31)^2(170)}}\right] = 0.03148$$

$\rho > \rho$ max, se tomará ρ max = 0.01429

ÁREA DE REFUERZO LONGITUDINAL
$As_{req} = (0.01429)(15)(31) = 6.64 \text{ cm}^2$

Utilizando 3 varillas del #6 (a_0 = 2.85); As = 8.55 cm² > As_{req}

ACERO REQUERIDO POR MOMENTO NEGATIVO
No se presenta momento negativo, se empleará el armado mínimo, es decir 2 varillas del # 4

B) DISEÑO POR CORTANTE

CORTANTE RESISTENTE
Como el ρ calculado resultó mayor que 0.015, el V_{CR} se calcula con la fórmula 2.20 de las NTC, requiriendo que la relación L/h sea no menor que 5, lo cual se cumple (L/h= 12.5).

$$V_{CR} = 0.5F_R bd\sqrt{f_c^*} \; ; = 0.5 \times 0.8 \times 15 \times 31 \times \sqrt{200} = 2630.44 \text{ kg}$$

CORTANTE ÚLTIMO

Cortante a un peralte del apoyo: $x = \frac{b}{2} + d$ = 7.5 + 26 = 33.5 cm

Del diagrama de cortante se obtiene que el cortante a la distancia de 33.5 cm es:
Vd = 5.797 ton

Por lo tanto:
Vu = (1.4)(5.797)(1000) = 8115.80 kg

$$V_{CR} < Vu$$

Por lo tanto se colocará refuerzo transversal.

SEPARACIÓN:

$$s = \frac{[(0.8)((0.98)(4200)(31)]}{8115.80 - 2630.44} = 18.61 \text{ cm}$$

Smax. = 0.5 (31) = 15.5 cm

Smin. = 6 cm

Se utilizarán estribos # 2.5 con una separación de 15 cm.

Revisión de deflexiones

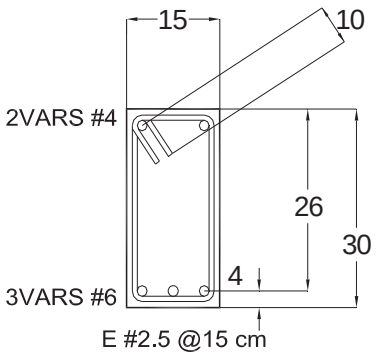
Deflexión máxima.

$$\Delta_{max} = \frac{5(31.29)(437.5)^4}{384(158113.89)(53593.75)} = 1.76 \text{ cm}$$

Deflexión permisible.

$$\Delta_{per} = \frac{437.5}{240} + 0.5 = 2.32 \text{ cm}$$

Por lo tanto es aceptable la deflexión en la trabe T4



TRABE T5 Eje B tramo 2-6

La trabe recibe una carga concentrada a una distancia de 2.30 m del eje 2, producto de la reacción R_B de la trabe T4, además de su peso propio y la carga que transmite la azotea.

REACCIÓN DE LA TRABE T4

Del cálculo de la trabe T4 se sabe que: $R_B = \frac{WL}{2} = \frac{3.129(4.375)}{2}$ = 6.845 ton

PESO DE LA LOSA DE AZOTEA

Área tributaria A_t = 1.323 + 2.627 + 4.8 + 1.03 = 9.78 m²

W azotea = (1.323x1.827) + (2.627x1.267) + (4.80x0.907) + (1.03x0.907) = 11.033 ton

Esta trabe recibe el peso que transmiten los tableros V, VI, IX y X; debido a la magnitud de la carga obtenida, se propone que las dimensiones de la trabe T5 sean:

b = 20 cm

h = 40 cm

PESO PROPIO DE T5

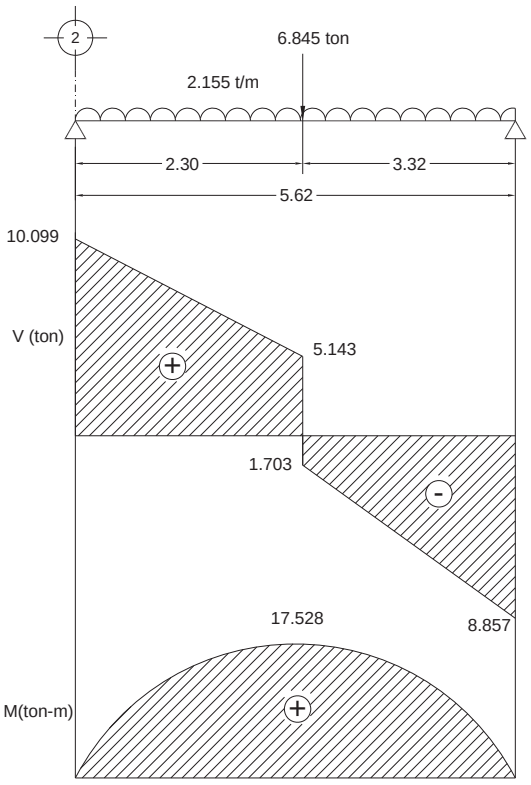
Longitud de la trabe L = 5.62 m

w_{trabe} = (2.40) (0.20) (0.40) (5.62) = 1.079 ton

CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA

$$W_{T5} = \frac{11.033 + 1.079}{5.62} = 2.155 \text{ ton/m}$$

CARGA CONCENTRADA: P = 6.845 ton



A) DISEÑO POR FLEXIÓN

ACERO REQUERIDO POR MOMENTO POSITIVO

Mu (+) = 1.4 (1752800) = 2453920 kg-cm

$$\rho = \frac{170}{4200}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(2453920)}{0.9(20)(36)^2(170)}}\right] = 0.0335$$

ρ calculado > ρ max; ρ diseño = 0.01429

ÁREA DE ACERO LONGITUDINAL

As_{req} = (0.01429)(20)(36) = 10.29 cm²

Se observa que el área de acero solicitado es alta, en consecuencia, se plantea formar paquetes de 2 varillas del #6 para cumplir con la cantidad de acero, ya que el reglamento permite agrupar varillas formando paquetes con un máximo de 3 varillas, siempre y cuando queden alojados en un ángulo de los estribos.

Se utilizarán 4 varillas #6; As = 11.40 cm² > *As_{req}*

ACERO REQUERIDO POR MOMENTO NEGATIVO

No se presenta momento negativo en la sección, se colocaran 2 varillas del # 4.

B) DISEÑO POR CORTANTE

CORTANTE RESISTENTE

El ρ calculado resultó mayor que 0.015, V_{CR} es: $V_{CR} = 0.5 \times 0.8 \times 20 \times 36 \times \sqrt{200} = 4072.94$ kg

CORTANTE ÚLTIMO

Cortante a un peralte efectivo del apoyo: $x = \frac{b}{2} + d = \frac{20}{2} + 36 = 46$ cm

Del diagrama se toma el cortante a la distancia x = 46 cm: $\mathrm{Vd} = 9.108$ ton

Por lo tanto el cortante último será:
Vu = (1.4)(9.108)(1000) = 12751.20 kg

$$Vu > V_{CR}$$

Como la fuerza cortante de diseño *Vu,* es mayor que V_{cR}, se colocará refuerzo transversal.

SEPARACIÓN.

$$s = \frac{0.8(0.98)(4200)(36)}{12751.20 - 4072.94} = 13.66 \text{ cm}$$

Smax. = 0.5 (36) = 18 cm

Smin. = 6 cm

Se usarán estribos # 2.5 con una separación de 13 cm.

Revisión de las deflexiones

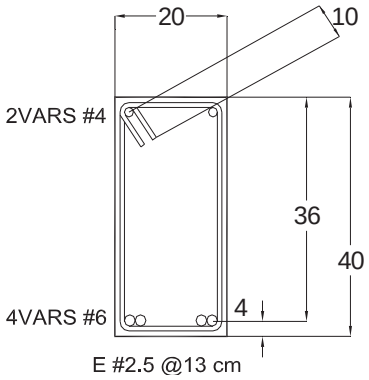
Se analizará como 2 vigas con cargas separadas y la deflexión máxima será la suma de estas.

Deflexión máxima para la carga uniformemente repartida:

$$\Delta_{\max} = \frac{5(21.55)(562)^4}{384(158113.89)(106666.67)} = 1.66 \text{ cm}$$

Para la carga puntual:

$$\Delta_{\max} = \frac{4380(562^3)}{48(158113.89)(106666.67)}\left[\frac{3 \times 230}{562} - 4\left(\frac{230}{562}\right)^3\right] = 0.92 \text{ cm}$$



Deflexión máxima total = 1.66 + 0.92 = 2.58 cm

Deflexión permisible:

$$\Delta_{per} = \frac{562}{240} + 0.5 = 2.84 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la deflexión permitida será mayor que la deflexión máxima.

TRABES EN PLANTA BAJA

TRABE T6 Eje 6 tramo A-B

El muro M10 descarga sobre la trabe, se trata de un muro de acabados mortero-mortero por lo que su peso actúa sobre T6 además de su peso propio y el peso correspondiente de la losa de la planta alta.

PESO DEL MURO M10
Longitud del muro L = 3.20m
Peso propio = $b * h * w$ = (3.20*2.4*0.24) = 1.843 ton

NOTA: Se considerará al muro descargando su peso propio a lo largo de toda la trabe.

PESO DE LA LOSA
Área tributaria: A_t = 3.45 + 3.45 = 6.90 m²
$W_{p.\ alta}$ = (3.45 x 0.815) + (3.45 x 0.647) = 5.043 ton

PESO PROPIO DE T6
Longitud de la trabe L = 4.375 m

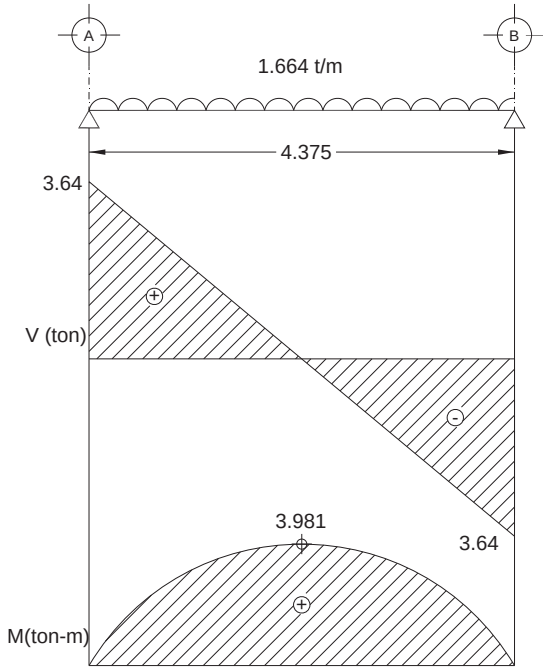
b = 15 cm

h = 25 cm

w_{trabe} = (2.40) (0.15) (0.25) (4.375) = 0.394 ton

DESCARGA TOTAL QUE RECIBE LA TRABE

$$W_{T6} = \frac{5.043 + 0.394 + 1.843}{4.375} = 1.664 \text{ ton/m}$$



A) DISEÑO POR FLEXIÓN

ACERO REQUERIDO POR MOMENTO POSITIVO

Mu (+)= 557334.42 kg- cm

$$\rho = \frac{170}{4200}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(557334.42)}{0.9(15)(21)^2(170)}}\right] = 0.030$$

ρ calc > ρ max; ρ diseño = 0.01429

ÁREA DE ACERO LONGITUDINAL
As_{req} = (0.01429)(15)(21) = 4.50 cm²

Colocando 4 varillas del #4; As = 5.07 cm² > As_{req}

ACERO REQUERIDO POR MOMENTO NEGATIVO

No se presenta momento negativo en la sección, por lo tanto se empleará el armado mínimo que establece el reglamento: 2 varillas del # 4.

B) DISEÑO POR CORTANTE

CORTANTE RESISTENTE

Como el ρ calculado resultó mayor que 0.015, el V_{CR} se calcula con la fórmula 2.20 de las NTC

$$V_{CR} = 0.5 \times 0.8 \times 15 \times 21 \times \sqrt{200} = 1781.91 \text{ kg}$$

CORTANTE ÚLTIMO

Cortante a un peralte efectivo del apoyo: $x = \frac{b}{2} + d = \frac{15}{2} + 21 = 28.5 \text{ cm}$

Del diagrama se toma el cortante a la distancia x = 28.5 cm el cual es $\text{Vd} = 3.166 \text{ ton}$

Por lo tanto el cortante último es:

Vu = (1.4)(3.166)(1000) = 4432.40 kg

$$Vu > V_{CR}$$

Como la fuerza cortante de diseño *Vu,* es mayor que V_{cR}, se colocará refuerzo transversal.

SEPARACIÓN.

Para calcular la separación se usaran estribos # 2.5 de 2 ramas.

$$S = \frac{0.8(0.98)(4200)(21)}{4432.40 - 1781.91} = 26.09$$

Smax. = 0.5 (21) = 10.5 cm

Smin. = 6 cm

Se usarán estribos # 2.5 con una separación de 10 cm.

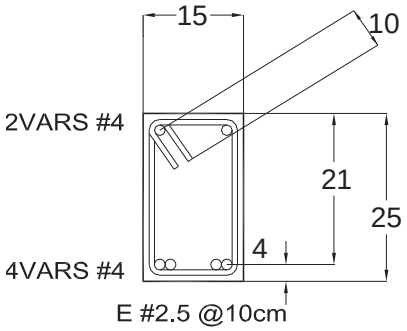
Revisión de las deflexiones.

Deflexión máxima.

$$\Delta_{\max} = \frac{5(16.64)(437.5)^4}{384(158113.89)(19531.25)} = 2.57 \text{ cm}$$

Deflexión permisible.

$$\Delta_{per} = \frac{437.5}{240} + 0.5 = 2.32 \text{ cm}$$



Se observa que las deflexiones son aproximadamente igual, se valdrá el criterio de que la deflexión máxima cumple, esto debido a que la carga tomada para el cálculo no es exactamente igual en la trabe.

TRABE T7 Eje 7 tramo A-B

Se trata de una trabe cargada únicamente por el peso transmitido por la losa de planta alta y su peso propio.

PESO DE LA LOSA
Área tributaria A_t = 1.75 + 3.0 = 4.75 m²
W p. alta = 4.75 x 0.647 = 3.072 ton

PESO PROPIO DE T7
Longitud de la trabe L = 2.25 m

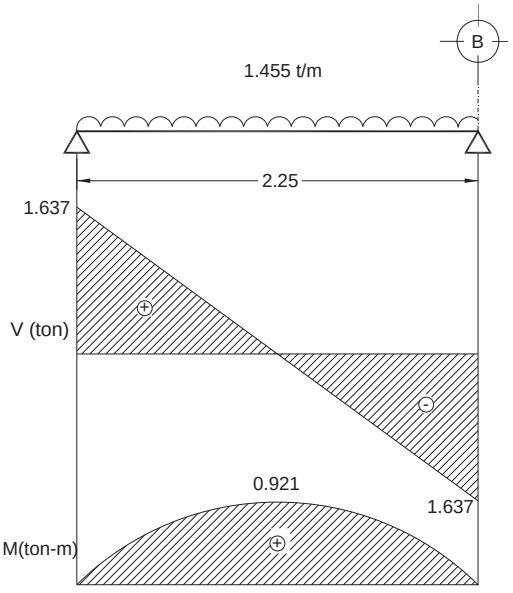
b = 15 cm

h = 25 cm

w_{trabe} = (2.40) (0.15) (0.25) (2.25) = 0.203 ton

DESCARGA TOTAL QUE RECIBE LA TRABE

$$W_7 = \frac{(3.072 + 0.203)}{2.25} = 1.455 \text{ ton/m}$$



A) DISEÑO POR FLEXIÓN

ACERO REQUERIDO POR MOMENTO POSITIVO
Mu (+) = 128945.25 kg- cm

$$\rho = \frac{170}{4200}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(128945.25)}{0.9(15)(21)^2(170)}}\right] = 0.00554$$

ρ diseño = 0.00554

ÁREA DE ACERO LONGITUDINAL
As_{req} = (0.00554)(15)(21) = 1.74 cm²

Manejando 2 varillas del #4; As = 2.53 cm² > As_{req}

ACERO REQUERIDO POR MOMENTO NEGATIVO
No se presenta momento negativo en la sección, se colocarán 2 varillas del # 4.

B) DISEÑO POR CORTANTE

CORTANTE RESISTENTE

$$V_{CR} = 0.8 \times 15 \times 21(0.2 + 20(0.00803))\sqrt{200} = 1285.24 \text{ kg}$$

CORTANTE ÚLTIMO

Cortante a un peralte efectivo del apoyo: $x = \frac{15}{2} + 21 = 28.5$ cm

Del diagrama se toma el cortante a la distancia x = 28.5 cm: $Vd = 1.222$ ton

Por lo tanto el cortante último es:
Vu = (1.4)(1.222)(1000) = 1710.80 kg

$$Vu > V_{CR}$$

Por lo tanto se colocará refuerzo transversal.

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS.

$$s = \frac{[(0.8)((0.98)(4200)(21)]}{1710.80 - 1285.24} = 162.50 \text{ cm}$$

Smax. = 0.5 (21) = 10.5 cm

Smin. = 6 cm

Se usarán estribos # 2.5 con una separación de 10 cm.

Revisión de las deflexiones.

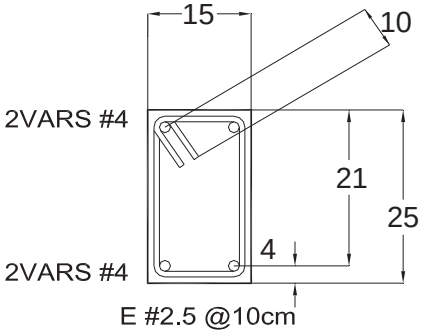
Deflexión máxima.

$$\Delta_{max} = \frac{5(14.55)(225)^4}{384(158113.89)(19531.25)} = 0.16 \text{ cm}$$

Deflexión permisible.

$$\Delta_{per} = \frac{225}{240} + 0.5 = 1.44 \text{ cm}$$

Por lo tanto es admisible la deflexión en la trabe T7



TRABE T8 Eje C tramo 7-8

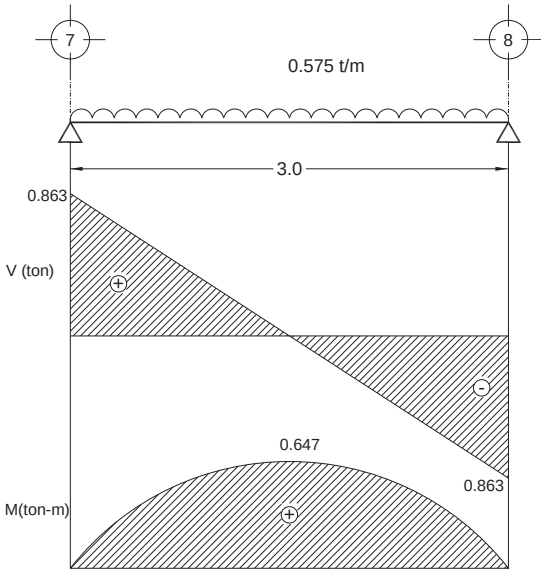
Se trata de una trabe cargada únicamente por la suma su peso propio y el peso transmitido por la losa de planta alta.

PESO DE LA LOSA DE PLANTA ALTA
Área tributaria de la losa A_t = 2.25 m²
Peso de la losa w_{losa} = 0.647 ton/m²
W p. alta = (2.25 x 0.647) = 1.455 ton

PESO PROPIO DE T8
Longitud de la trabe L = 3.0 m
$w_{trabe} = (2.4)\,(0.15)\,(0.25)\,(3.0) = 0.270$ ton

DESCARGA TOTAL QUE RECIBE LA TRABE

$$W_{T8} = \frac{(1.455 + 0.270)}{3.0} = 0.575 \text{ ton/m}$$



A) DISEÑO POR FLEXIÓN

ACERO REQUERIDO POR MOMENTO POSITIVO

Mu (+) = 1.4 (64698.75) = 90578.25 kg-cm

$$\rho = \frac{170}{4200}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(90578.25)}{0.9(15)(23)^2(170)}}\right] = 0.0038$$

ρ diseño = 0.0038

ÁREA DE REFUERZO LONGITUDINAL
$As_{req} = (0.0038)\,(15)\,(21) = 1.20$ cm²

Utilizando 2 varillas del #4 As = 2.53 cm² > As_{req}

ACERO REQUERIDO POR MOMENTO NEGATIVO

Como no se presenta momento negativo, se usará el armado mínimo, o sea 2 varillas del #4.

B) DISEÑO POR CORTANTE

CORTANTE RESISTENTE

Como ρ < 0.015 el cortante V_{CR} es:

$$V_{CR} = 0.8 \times 15 \times 21(0.2 + 20(0.00803))\sqrt{200} = 983.68 \text{ kg}$$

CORTANTE ÚLTIMO

Cortante a un peralte del apoyo: $x = \frac{b}{2} + d$ = 7.5 + 21 = 28.5 cm

Del diagrama de cortante se obtiene que el cortante a la distancia de 28.5 cm es:
Vd = 0.699 ton

Por lo tanto el cortante último es:
Vu = (1.4)(0.699)(1000) = 978.60 kg

$$V_{CR} > Vu$$

El cortante resistente del concreto V_{CR} es mayor que el cortante último *Vu*, entonces la sección no necesita estribos. Por lo tanto únicamente se colocará refuerzo mínimo.

Se colocarán estribos # 2.5 con una separación de 10 cm.

Revisión de las deflexiones.

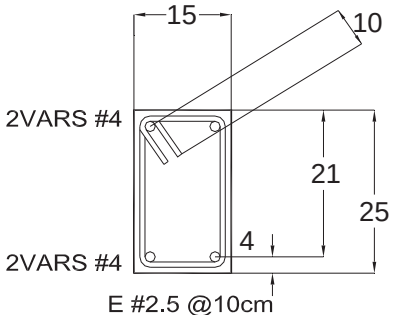
Deflexión máxima.

$$\Delta_{\max} = \frac{5(5.75)(300)^4}{384(158113.89)(19531.25)} = 0.20 \text{ cm}$$

Deflexión permisible.

$$\Delta_{per} = \frac{300}{240} + 0.5 = 1.75 \text{ cm}$$

Por lo tanto es aceptable la deflexión en la trabe T8



TRABE T9 Eje A' tramo 3-5

Una parte del muro M1 se encuentra sobre la trabe, se trata de un muro con acabados mortero-mortero, por lo que el peso de este muro, el peso propio de la trabe y el peso de la losa en la planta alta serán las cargas sobre la trabe.

PESO DEL MURO M1
Longitud del muro L = 1.0 m
Peso propio = 1.0 x 2.4 x 0.24 = 0.576 ton

PESO DE LA LOSA DE PLANTA ALTA
Área tributaria A_t = 2.70 + 2.90 = 5.60 m²
$W_{p.\ alta}$ = (2.70 x 0.823) + (2.70 x 0.823) = 4.921 ton

PESO PROPIO DE T9
Longitud de la trabe L = 2.65 m

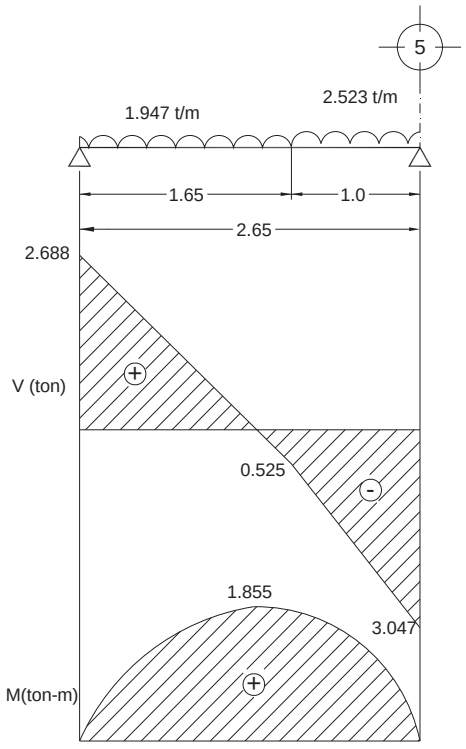
w_{trabe} = (2.40) (0.15) (0.25) (2.65) = 0.239 ton

DESCARGA QUE RECIBE LA TRABE HASTA L = 1.65 m

$$W_1 = \frac{(4.921 + 0.239)}{2.65} = 1.947 \text{ ton/m}$$

DESCARGA QUE RECIBE LA TRABE HASTA L = 2.65 m

$$W_2 = 1.947 + \left(\frac{0.576}{1.0}\right) = 2.523 \text{ ton/m}$$



A) DISEÑO POR FLEXION

ACERO REQUERIDO POR MOMENTO POSITIVO

Mu (+)= 1.4 (185500) = 259700 kg- cm

$$\rho = \frac{170}{4200}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(259700)}{0.9(15)(21)^2(170)}}\right] = 0.01224$$

ρ diseño = 0.01224

ÁREA DE ACERO LONGITUDINAL
As_{req} = (0.01224)(15)(21) = 3.85 cm²

Se colocarán 2 varillas del #5; As = 3.96 cm² > As_{req}

ACERO REQUERIDO POR MOMENTO NEGATIVO

No se presenta momento negativo en la sección, sin embargo se empleará el armado mínimo por reglamento: 2 varillas del # 4.

B) DISEÑO POR CORTANTE

CORTANTE RESISTENTE

$V_{CR} = 0.8 \times 15 \times 21(0.2 + 20(0.01257))\sqrt{200} = 1608.81 \text{ kg}$

CORTANTE ÚLTIMO

Cortante a un peralte del apoyo: $x = \frac{b}{2} + d$ = 7.5 + 21 = 28.5 cm

Del diagrama de cortante se obtiene que el Vd a una distancia de 28.5 cm es: $\text{Vd} = 2.133 \text{ ton}$

Por lo tanto el cortante último será:
Vu = (1.4)(2.133)(1000) = 2986.20 kg

$V_{CR} < Vu$

Se requiere colocar refuerzo transversal.

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS.

$$s = \frac{[(0.8)((0.98)(4200)(23)]}{(2986.20 - 1608.81)} = 50.20 \text{ cm}$$

Smax. = 0.5 (21) = 10.5 cm

Smin. = 6 cm

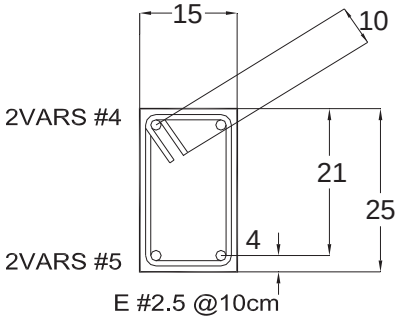
Se colocarán estribos # 2.5 a una separación de 10 cm.

Revisión de deflexiones

Se analizarán con la carga de mayor magnitud que se presenta en el claro.

Deflexión máxima.

$$\Delta_{max} = \frac{5(25.23)(265)^4}{384(158113.89)(19531.25)} = 0.52 \text{ cm}$$



Deflexión permisible.

$$\Delta_{per} = \frac{265}{240} + 0.5 = 1.60 \text{ cm}$$

Por lo tanto es admisible la deflexión de la trabe T9

TRABE T10 Eje 4 tramo D-E

La carga que recibe es la suma su peso propio y el peso que recibe de la losa de planta alta.

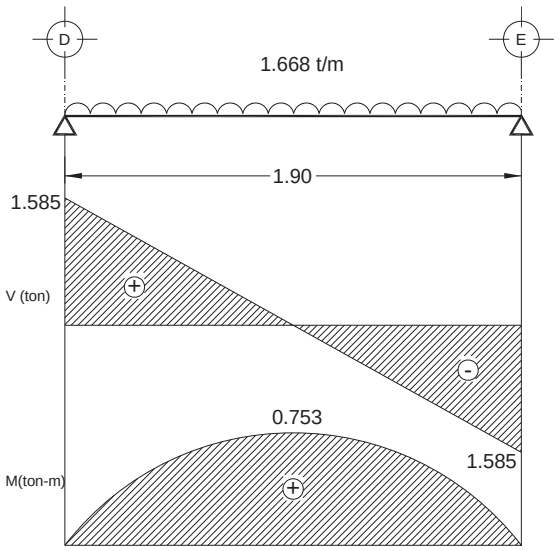
PESO DE LA LOSA
Área tributaria de losa A_t = 1.88 + 1.124 = 3.00 m²
W p. alta = (1.88 x 0.647) + (1.124 x 1.585) = 2.997 ton

PESO PROPIO DE T10
Longitud de la trabe L = 1.90 m

$w_{trabe} = (2.4)\,(0.15)\,(0.25)\,(1.90) = 0.171$ ton

DESCARGA TOTAL QUE RECIBE LA TRABE

$$W_{T10} = \frac{2.997 + 0.171}{1.90} = 1.668 \text{ ton/m}$$



A) DISEÑO POR FLEXIÓN

ACERO REQUERIDO POR MOMENTO POSITIVO
Mu (+)= 1.4 (75247.11) = 105346 kg- cm

$$\rho = \frac{170}{4200}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(105346)}{0.9(15)(21)^2(170)}}\right] = 0.00446$$

ρ diseño = 0.00446

ÁREA DE ACERO LONGITUDINAL
As_{req} = (0.00446)(15)(21) = 1.40 cm²

Se colocarán 2 varillas del #4 para cumplir con el armado mínimo. As = 2.53 cm² > As_{req}

ACERO REQUERIDO POR MOMENTO NEGATIVO
No se existe momento negativo, se usará también el armado mínimo: 2 varillas del # 4.

B) DISEÑO POR CORTANTE

CORTANTE RESISTENTE

$$V_{CR} = 0.8 \times 15 \times 21(0.2 + 20(0.00803))\sqrt{200} = 1285.24 \text{ kg}$$

CORTANTE ÚLTIMO
Cortante a un peralte del apoyo: = 7.5 + 21 = 28.5 cm
Del diagrama de fuerza cortante se obtiene que el cortante a la distancia de 28.5 cm es:
Vd = 1.11 ton

Por lo tanto el cortante último es:
Vu = (1.4)(1.11)(1000) =1554.0 kg

$$V_{CR} < Vu$$

Se requiere colocar refuerzo transversal.

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS.

$$s = \frac{[(0.8)((0.98)(4200)(21)]}{1554 - 1285.24} = 257.30 \text{ cm}$$

Smax. = 0.5 (21) = 10.5 cm

Smin. = 6 cm

Se colocarán estribos # 2.5 a una separación de 10 cm.

Revisión de las deflexiones.

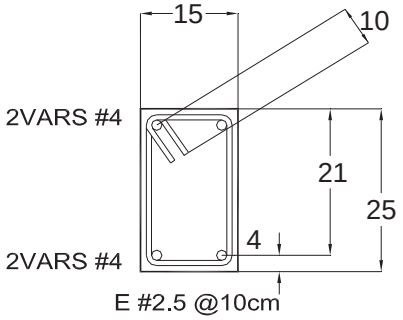
Deflexión máxima.

$$\Delta_{\max} = \frac{5wL^4}{384EI} = \frac{5(16.68)(190)^4}{384(158113.89)(19531.25)} = 0.10 \text{ cm}$$

Deflexión permisible.

$$\Delta_{per} = \frac{L}{240} + 0.5 = \frac{190}{240} + 0.5 = 1.29 \text{ cm}$$

Por lo tanto es admisible la deflexión en la trabe T7



TRABE T11 Eje 5 tramo A-F

La trabe recibe una carga concentrada a una distancia de 1.925 m del apoyo izquierdo, producto de la reacción de la trabe T9; también toma la carga del muro M9, su peso propio y la carga que transmite la losa de planta alta.

CARGA CONCENTRADA SOBRE LA TRABE
Del cálculo de la trabe T9 se sabe que: R_5 = **P = 2.828 ton**

PESO DE LA LOSA (TRAMO A – D)
Área tributaria A_t = 1.822 + 2.59 + 2.40 + 1.20 = 7.962 m²
W_{A-D} = (1.822x0.823) + (2.59x0.815) + (2.4x0.931) + (1.2x0.647) = 6.62 ton

Por la magnitud y las distintas cargas que soporta, se propone analizar a la trabe en dos tramos para facilitar su análisis. Se propone ampliar sus dimensiones:

b = 20 cm

h = 40 cm

PESO PROPIO DE LA TRABE
Longitud del tramo L = 5.025 m
w_{trabe} = (2.4) (0.20) (0.40) (5.025) = 0.965 ton

PESO DEL MURO M9 (Mortero-Mortero).
Longitud del muro L = 0.85 m
Peso propio = 0.85 x 2.4 x 0.24 = 0.490 ton
Se considerará actuando en todo el tramo A-D

CARGA UNIFORME 1er. TRAMO

$$W_1 = \frac{6.62 + 0.965 + 0.490}{5.025} = \textbf{1.607 ton/m}$$

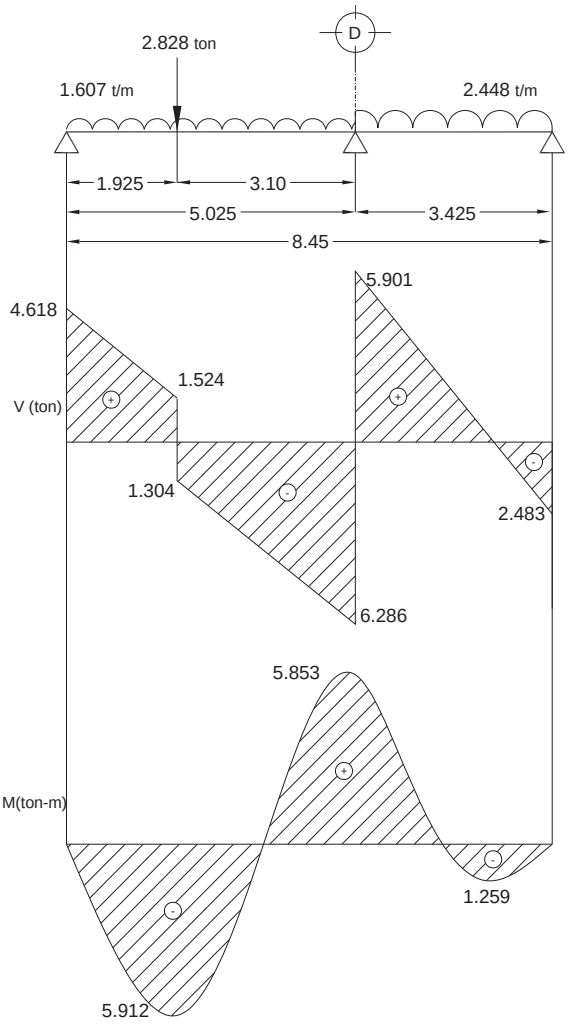
PESO DE LA LOSA (TRAMO D – F)
Área tributaria A_t = 1.95 + 3.0 = 4.95 m²
W_{D-F} = (1.95 x 1.585) + (3.0 x 1.162) = 6.576 ton

PESO PROPIO DE LA TRABE
Longitud del tramo L = 3.425 m
w_{trabe} = (2.4) (0.20) (0.40) (3.425) = 0.658 ton

PESO DEL MURO M9
Longitud del muro L = 2.0 m
Peso propio = 2.0 x 2.4 x 0.24 = 1.152 ton
Se considerará actuando en todo el tramo D-F

CARGA UNIFORME 2do. TRAMO

$$W_2 = \frac{6.576 + 0.658 + 1.152}{3.425} = \textbf{2.448 ton/m}$$



A) DISEÑO POR FLEXION

ACERO REQUERIDO POR MOMENTO POSITIVO

Analizando la trabe se obtuvo: Mu (+)= 1.4 (585300) = 819420 kg- cm

$$\rho = \frac{170}{4200}\left[1-\sqrt{1-\frac{2(819420)}{0.9(20)(36)^2(170)}}\right] = 0.00947$$

ρ diseño = 0.00947

ÁREA DE ACERO EN EL LECHO INFERIOR

As_{req} = (0.00947)(20)(36) = 6.82 cm²

Se formarán paquetes de 3 varillas del #4 para cumplir con la cantidad de acero solicitada.

6 varillas #4. As = 7.60 cm² > As_{req}

ACERO REQUERIDO POR MOMENTO NEGATIVO

Mu (-)= 1.4 (591200) = 827680 kg- cm

$$\rho = \frac{170}{4200}\left[1-\sqrt{1-\frac{2(827680)}{0.9(20)(36)^2(170)}}\right] = 0.00958$$

ρ diseño = 0.00958

ÁREA DE ACERO EN EL LECHO SUPERIOR

As_{req} = (0.00958)(20)(36) = 6.90 cm²

Se utilizará el mismo armado debido a que las áreas de acero resultaron parecidas. Entonces se formarán paquetes de 3 varillas del #4.

6 varillas #4. As = 7.60 cm² > As_{req}

B) DISEÑO POR CORTANTE

CORTANTE RESISTENTE

$$V_{CR} = 0.8\times 20\times 36(0.2+20(0.01056))\sqrt{200} = 3348.86 \text{ kg}$$

CORTANTE ÚLTIMO

Cortante a un peralte efectivo del apoyo: $x = \frac{b}{2} + d = \frac{20}{2} + 36 = 46$ cm

Del diagrama se obtiene el cortante a una distancia x = 46 cm a partir del apoyo intermedio de la trabe: Vd = 5.547 ton

Por lo tanto el cortante último es:

Vu = (1.4)(5.547)(1000) = 7765.80 kg

$Vu > V_{CR}$

Por lo tanto se colocará refuerzo transversal.

SEPARACIÓN.
Colocando estribos # 2.5 de 2 ramas

$$S = \frac{0.8(0.98)(4200)(36)}{7765.80 - 3348.86} = 26.84 \text{ cm}$$

Smax. = 0.5 (36) = 18.0 cm

Smin. = 6 cm

Se colocarán estribos # 2.5 a una separación de 18 cm.

Revisión de las deflexiones

PARA EL TRAMO A - D
Deflexión máxima.

$$\Delta_{max} = \frac{5wL^4}{384EI} = \frac{5(16.07)(502.5)^4}{384(158113.89)(106666.67)} = 0.79 \text{ cm}$$

Deflexión permisible.

$$\Delta_{per} = \frac{L}{240} + 0.5 = \frac{502.5}{240} + 0.5 = 2.59 \text{ cm}$$

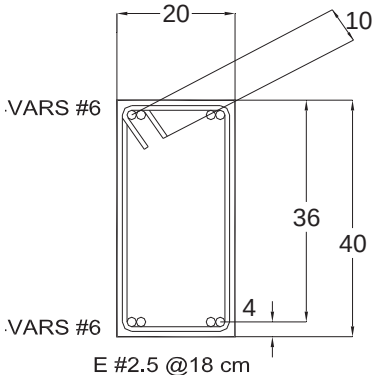
PARA EL TRAMO D - F
Deflexión máxima.

$$\Delta_{max} = \frac{5(24.48)(342.5)^4}{384(158113.89)(106666.67)} = 0.26 \text{ cm}$$

Deflexión permisible.

$$\Delta_{per} = \frac{342.5}{240} + 0.5 = 1.93 \text{ cm}$$

Las deflexiones son aceptables en ambos tramos de la viga.



TRABE T12 Eje 6 tramo B-D

Las cargas que actúan a lo largo de esta trabe son el peso de la escalera en planta baja, la carga que provoca el peso propio de la trabe y el peso que transmite la losa de planta alta.

PESO DE LA ESCALERA
El peso correspondiente de la escalera será la mitad del peso de la rampa escalonada que se encuentra descargando sobre un tramo de la viga.

Área de cada rampa = 1.075 x 2.68 = 2.881 m²
Área correspondiente a la trabe = 2.881/2 = 1.44 m²
Peso de la escalera W_{esc} = 0.792 ton/m²
W = 1.44 x 0.792 = 1.141 ton

PESO DE LA LOSA
Área tributaria de losa A_t = 2.356 m²
W p. alta = 2.356 x 0.647 = 1.524 ton

PESO PROPIO DE T10
Longitud de la trabe L = 1.90 m

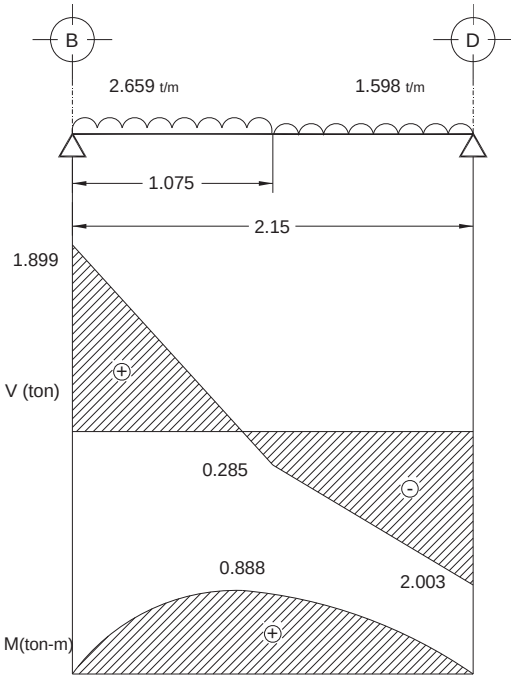
$$w_{trabe} = (2.4)\,(0.15)\,(0.25)\,(1.90) = 0.194 \text{ ton}$$

DESCARGA DESDE EL EJE **B** HASTA LA MITAD DE SU LONGITUD

$$W_1 = \frac{1.141 + 1.524 + 0.194}{1.075} = 2.659 \text{ ton/m}$$

DESCARGA PARA EL RESTO DE LA LONGITUD

$$W_2 = \frac{(1.524 + 0.194)}{1.075} = 1.598 \text{ ton/m}$$



A) DISEÑO POR FLEXIÓN

ACERO REQUERIDO POR MOMENTO POSITIVO
Mu (+)= 1.4 (88750) = 124250 kg- cm

$$\rho = \frac{170}{4200}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(124250)}{0.9(15)(21)^2(170)}}\right] = 0.00532$$

ρ diseño = 0.00532

ÁREA DE ACERO LONGITUDINAL
As_{req} = (0.00532)(15)(21) = 1.68 cm²

Se colocará el armado mínimo: 2 varillas del #4

ACERO REQUERIDO POR MOMENTO NEGATIVO

No se presenta momento negativo en la sección, sin embargo se manejará el armado mínimo por reglamento: 2 varillas del #4.

B) DISEÑO POR CORTANTE

CORTANTE RESISTENTE

$V_{CR} = 0.8 \times 15 \times 21(0.2 + 20(0.00803))\sqrt{200} = 1285.24 \text{ kg}$

CORTANTE ÚLTIMO

Cortante a un peralte del apoyo: $x = \frac{b}{2} + d$ = 7.5 + 21 = 28.5 cm

Del diagrama de cortante se obtiene que el Vd a la distancia de 28.5 cm es $\text{Vd} = 1.32 \text{ ton}$

Por lo tanto el cortante último es:
Vu = (1.4)(1.32)(1000) =1848.0 kg

$V_{CR} < Vu$

Por lo tanto se colocará refuerzo transversal.

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS

$$s = \frac{[(0.8)((0.98)(4200)(21)]}{1848 - 1285.24} = 74.02 \text{ cm}$$

Smax. = 0.5 (21) = 10.5 cm

Smin. = 6 cm

Se colocarán estribos # 2.5 a una separación de 10 cm.

Revisión de deflexiones

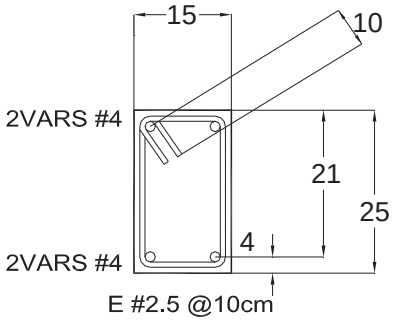
Deflexión máxima.

$$\Delta_{\max} = \frac{5(26.59)(215)^4}{384(158113.89)(19531.25)} = 0.04 \text{ cm}$$

Deflexión permisible.

$$\Delta_{per} = \frac{215}{240} + 0.5 = 1.40 \text{ cm}$$

Por lo tanto es aceptable la deflexión en la trabe T12



Capítulo VI

REVISIÓN DE MUROS

REVISIÓN DE MUROS POR CARGAS VERTICALES

Los muros son elementos verticales en que predominan generalmente las cargas verticales que están distribuidas de manera uniforme en toda la longitud del muro por medio de un sistema de piso. Por su poco espesor, bastan pequeños momentos flexionantes o ligeras excentricidades en la carga vertical para reducir notablemente la resistencia. Por la misma razón, los efectos de esbeltez (pandeo) suelen ser importantes, de manera que la carga axial resistente de los muros corresponde a esfuerzos de compresión inferiores a los que se aceptan en columnas; los métodos de diseño suelen ser empíricos. El concreto y la mampostería son los materiales clásicos para muros.

Los muros de carga de mampostería han constituido el sistema estructural clásico para la construcción de casas habitación y otros edificios. La limitación de este sistema se debe a que su escasa resistencia en compresión y en tensión obliga a una alta densidad de muros con espesores considerables. Por ello la estructuración es aceptable solo cuando el uso de la construcción implica la subdivisión del espacio en áreas pequeñas, como en edificios de vivienda y hospitales. Actualmente la construcción a base de muros de carga de mampostería se emplea usualmente para edificios hasta de 5 pisos, aunque existen construcciones de 15 o más pisos con muros de mampostería de piezas de alta resistencia y con altas cantidades de refuerzo.

Los muros de mampostería no solo se utilizan en estructuras, también para hacer subdivisiones de espacios, protección contra fuego, aislamiento térmico y acústico y apariencia estética. Su clasificación de acuerdo a la forma en que trabajan puede ser la siguiente:

Muro diafragma. Es un elemento rígido ante cargas en el plano de la estructura, el cuale va a estar sujeto a un estado de cortante en el plano. Su función es equivalente a la de diagonales de arrostramiento y en muchos métodos simplificados de análisis se idealiza como tal. Resiste además de esfuerzos cortantes, esfuerzos normales debidos a carga axial y a flexión.

M*uro de mampostería.* Sujeto a cargas laterales en su plano es un elemento común en edificios y en estructuras tipo cajón en donde se aprovecha la gran rigidez lateral que estos elementos tienen por su considerable peralte, para limitar las deflexiones horizontales de la estructura. Pueden distinguirse diversas modalidades.

REVISIÓN DE MUROS

Para el proyecto estructural se proponen muros hechos a base de tabique de barro rojo recocido de 12 cm de espesor con aplanado de mortero en ambas caras. La revisión se hace conforme a reglamento el cual indica que la resistencia de un muro sujeto a carga vertical debe ser mayor o cuando menos igual a la carga última aplicada sobre él, o sea:

$$P_R \geq P_u$$

DATOS DE DISEÑO

f*m = 15 kg/cm² (Resistencia a la compresión de la mampostería de tabique de barro recocido)
F_R = factor de reducción por resistencia = 0.6 para muros confinados.
F_E = factor de reducción por excentricidad y esbeltez.

F_E = 0.7 para muros interiores que soporten claros que no difieren en más de 50%.

F_E = 0.6 para muros extremos o con claros que difieren en más de 50%, así como para los casos en que la relación entre cargas vivas y muertas de diseño excede de uno.

Para ambos casos se debe cumplir simultáneamente que:

1. Las deformaciones de los extremos superior e inferior del muro en la dirección normal a su plano están restringidas por el sistema de piso, por dalas o por otros elementos. *(Cumple)*

2. La excentricidad en la carga axial aplicada es menor que t/12 y no hay fuerzas significativas que actúan en dirección normal al plano del muro. *(Cumple porque no hay excentricidades importantes ya que las losas se apoyan directamente sobre los muros).*

3. La relación altura libre a espesor del muro, H/ t, no excede de 20.
   = 240/12 = 20 *(por lo tanto cumple).*

Cuando no se cumpla alguna de las condiciones anteriores, (como para los muros en planta baja donde la altura de muros es de 2.60 m) el factor de reducción por excentricidad y esbeltez se determinará con la ecuación siguiente:

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

Donde:

k = factor de altura efectiva del muro.
e' = excentricidad calculada para la carga vertical = $e_c + e_a$
e_c = excentricidad con que se transmite la carga de la losa del piso inmediatamente superior.
e_a = excentricidad accidental que se tomará igual a *t* / 24.
H = altura libre de muro entre elementos capaces de darle apoyo lateral.

k = 1.0 para muros extremos en que se apoyan losas.
k = 0.8 para muros limitados por 2 losas continuas a ambos lados.

REVISIÓN DE UN MURO INDIVIDUAL

Se revisará el muro en planta baja del eje 2 tramo C-D

PARA EL MURO EN PLANTA BAJA
A_T = 0.23 + 1.0 + 1.725 = 2.955 m²
L = 1.65 m
H = 2.60 m

El muro no es igual en planta alta y planta baja

PARA EL MURO EN PLANTA ALTA
A_T = 1.0 + 0.75 + 2.413 = 4.163 m²
L = 3.0 m

Carga de la losa de azotea = (1.0 x 0.499) + (0.75 x 0.907) + (2.413 x 0.907) = 3.368 ton
Peso propio del muro = 3.0 x 0.576 = 1.728 ton
La carga transmitida al muro en planta baja es: W = $\frac{1}{3.0}$ (3.368 + 1.728) = **1.698 ton**
La carga total sobre el muro de Planta Baja es:
Carga de la losa de Planta Baja = (0.68 x 0.931) = **0.633 ton**
Peso propio del muro = 1.65 x 0.624 = 1.030 ton
Peso transmitido por muro superior = 1.698 ton

Por lo tanto la carga vertical actuante en el muro de planta baja eje 2 tramo C-D es:
Ps = 3.363 toneladas

CARGA ÚLTIMA
Se determina con la fórmula: $P_u = F_c \cdot Ps$
Pu = 1.4 (3.363) = 4.708 toneladas

RESISTENCIA DEL MURO A CARGA VERTICAL
La carga axial resistente de cada muro se obtiene con la fórmula: $P_R = F_R \cdot F_E\left(f_m^{\ *} + 4\right) \cdot At$

F_R = 0.6

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

Donde:
e' = $e_c + e_a$
e_c = *carga de losa de entrepiso (t/6)* / *carga total de entrepiso* = 633 x (12/6) / 3363 = 0.376
$e_a = \frac{12}{24} = 0.5$

e' = 0.376 + 0.5 = 0.876
H = 260 cm
k = 0.8 (muro limitado por 2 losas continuas a ambos lados.)
Por lo tanto: $F_E = \left(1 - \frac{2x0.876}{12}\right)\left[1 - \left(\frac{0.8x260}{30x12}\right)^2\right] = 0.569$
At = Área transversal del muro = t * L = 12 (165) = 1980 cm²

Sustituyendo en la fórmula:
P_R = 0.6 x 0.569 x (15 + 4) x 1980 = 12841.5 kg
P_R = 12.842 ton

Comparación entre la carga resistente y la carga última.

P_R = 12.842 ton > Pu = 4.708 ton

Por lo tanto el muro en planta baja del eje 2 tramo C-D es adecuado para resistir las cargas verticales.

La determinación de resistencias para los muros de toda la estructura se efectuará de la misma manera que para el muro ya mostrado. La revisión para cada uno de los niveles se resume en las siguientes tablas.

Será admisible determinar las cargas verticales que actúan sobre cada muro mediante una bajada de cargas por áreas tributarias.

REVISIÓN DE MUROS EN AZOTEA

MURO	LONGITUD (cm)	ESPESOR (cm)	ÁREA TRIBUTARIA (m²)	CARGA TOTAL DE LA LOSA (kg)	PESO PROPIO (kg)	CARGA VERTICAL		FE	CARGA VERTICAL RESISTENTE (kg)
						P (kg)	Pu (kg)		
A	1045	12	13.715	6843.8	6019	12863	18008	0.365	52245
A’	550	12	11.335	5656.2	3168	8824	12354	0.475	35776
B1	220	12	4,883	2436,6	1267.2	3704	5185	0,6	18058
B2	65	12	1.394	695.6	374.4	1070	1498	0.6	5335
3	175	12	6.429	3208.1	1008	4216	5902	0,6	14364
6	350	12	7,90	3942,1	2016	5958	8341	0,7	33516
8	445	12	4.95	2470.1	2563	5033	7047	0,6	36526
	L_T = 2850		A_T = 50.61			Σ = 41668			

Nota:
- La altura del muro A en planta de azotea es de 3.20 m y en el muro A’ de 2.56 m, por lo tanto no cumplen la condición de H/t ≥20.Por lo cual se obtuvo F_E con la fórmula: $F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right)\left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right]$

Donde:
k = factor de altura efectiva del muro.
e’ = excentricidad calculada para la carga vertical = $e_c + e_a$
e_c = excentricidad con que se transmite la carga de la losa del piso inmediatamente superior.
e_a = excentricidad accidental que se tomará igual a *t* / 24.
H = altura libre de muro entre elementos capaces de darle apoyo lateral.

k = 1.0 para muros extremos en que se apoyan losas.
k = 0.8 para muros limitados por 2 losas continuas a ambos lados.

REVISIÓN DE MUROS EN PLANTA ALTA

MURO	LONGITUD (cm)	ESPESOR (cm)	ÁREA TRIBUTARIA (m²)	CARGA TOTAL DE LA LOSA (kg)	PESO PROPIO (kg)	PESO DEL NIVEL 3	CARGA VERTICAL		FE	CARGA VERTICAL RESISTENTE (kg)
							P (kg)	Pu (kg)		
A	1125	12	11,572	10693	6480	7196	17173	24042	0,6	92340
B	268	12	3.573	3331.1	1544	2222	4875	6825	0,7	25664
C7	50	12	1.182	1039.9	288	735	1328	1859	0.6	4104
C8	50	12	1.182	1039.9	288	735	1328	1859	0.6	4104
D	200	12	2,68	2535	1378	1666	3913	5478	0,7	19152
E	290	12	4,93	4471.5	1670	3066	6142	8599	0,7	27770
F4-6	310	12	2.016	1828.5	1786	1254	3614	5060	0,6	25445
F6-7	200	12	1.0	907	1378	622	2285	3198	0.6	16416
2A'-B	145	12	1,0	499	835	622	1334	1868	0,6	11902
2B-C	50	12	0.75	680	288	466	968	1356	0.6	4104
2D-E	105	12	2,413	2188.6	605	1500	2793	3911	0,6	8618
5	285	12	6.546	5937.2	1642	4070	7579	10610	0,7	27292
6A-A'	345	12	13.60	14267.9	1987	8457	16255	22757	0,7	33037
6D-F	250	12	4,786	4568.2	1722	2976	6290	8806	0,7	23940
7B-D	215	12	1,156	1048.5	1238	719	2287	3202	0,6	17647
7D-E	70	12	0,85	851.7	482	529	1334	1867	0,6	5746
7E-F	145	12	1,65	1653.3	999	1026	2652	3713	0,6	11902
8	495	12	6.126	5389.7	2851	3809	8421	11537	0,6	40630
	L_T = 4598		A_T = 67.01				Σ = 90391			

Nota:
Los muros ubicados en los baños de planta alta D, F_{6-7}, 6_{D-F} y 7_{E-F} son muros de acabados azulejo - mortero,

REVISIÓN DE MUROS PLANTA BAJA

MURO	LONGITUD (cm)	ESPESOR (cm)	AREA TRIBUTARIA m²	CARGA TOTAL DE LOSA (kg)	PESO PROPIO kg	PESO DEL NIVEL 2	CARGA VERTICAL		FE	C. VERTICAL RESISTENTE
							P (kg)	Pu (kg)		
A	1125	12	7,696	5774,5	7020	11849	12794	17912	0,51	78556
A'	165	12	2,479	2249,3	1030	3817	3279	4590	0,458	10345
B	268	12	3.507	1950.7	1846	5399	3797	5315	0,497	18205
C	80	12	1.40	1303.1	499	2155	1802	2523	0,450	4926
D	815	12	13.567	12938.3	5086	20888	18024	25233	0,451	50311
E1	80	12	0.815	527,1	499	1255	1026	1437	0,497	5435
E2	80	12	0,872	564.0	499	1343	1063	1488	0,493	5394
F	700	12	5.876	5893	4368	9047	10261	14365	0,483	46264
2	165	12	0.68	632.9	1030	1047	1663	2328	0,526	11876
3A	80	12	3,185	2697,4	499	4904	3197	4475	0,423	4632
3A'	55	12	2,174	1845,2	343	3347	2188	3064	0,423	3186
5	150	24	2,315	1896,2	936	3564	2832	3965	0,636	26086
7 A-A'	225	24	3.88	2506.4	1404	5966	3910	5474	0,644	39666
7B-D	215	12	1,156	747,7	1481	1780	2229	3120	0,536	15769
7D-E	200	12	1.938	2251.6	1248	2984	3500	4899	0,468	12799
7E-F	65	12	1.438	1445.1	406	2214	1851	2591	0,437	3888
8A-E	860	12	5,175	3347,2	5366	7967	8714	12199	0,525	61807
8E-F	150	12	0.562	363.5	936	865	1300	1819	0,549	11256
	L_T = 5478		A_T = 58.71				Σ = 83429			

Notas:

- En esta planta todos los muros cuentan con altura libre de 2.60 m, por lo tanto el cálculo de F_E se obtiene mediante la fórmula $F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right)\left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right]$

- Los muros ubicados en planta baja: B, y $7_{B\text{-}D}$ son muros con acabados azulejo - mortero,

- Los muros en planta baja: 5, y $7_{A\text{-}A'}$ tienen un espesor de 24 cm.

De los cálculos realizados, se concluye que los muros en toda la edificación son adecuados para recibir las cargas verticales a las cuales están sometidos, ya que las cargas resistentes son mayores en todos los casos a las cargas actuantes.

REVISIÓN DE MUROS POR CARGAS LATERALES (sismo)

La intención es obtener una seguridad apropiada tal que bajo el sismo probable, no habrá fallas estructurales mayores, aunque puedan presentarse daños menores.

Se pretende analizar el edificio bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales, no simultaneas del movimiento del terreno, mediante el método simplificado de análisis, por lo tanto y de acuerdo con el Reglamento se establece que la estructura analizada debe cumplir con los requisitos de las NTC-MAMPOSTERIA sección 3.2.3.3.

Se permite considerar que la fuerza cortante que toma cada muro es proporcional a su área transversal. Según el método, vasta revisar que la suma de resistencias a cortante de los muros en cada dirección sea superior a la fuerza cortante actuante. Se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo.

Para aplicar el método simplificado se deberán satisfacer los siguientes requisitos:

a) En cada planta al menos el 75% de las cargas verticales son soportadas por muros ligados entre si por medio de losas u otros sistemas de piso rígidos al corte.
   - ✓ *Se cumple porque los muros reciben el total de las cargas verticales.*

b) Deben existir muros perimetrales con una longitud mínima del 50% del total de la construcción en cada dirección.
   - ✓ *La longitud de los muros en las 2 direcciones excede del 50% señalado*

c) La relación entre largo y ancho de la planta del edificio no excede de 2.
   De acuerdo a las medidas. L = 11.30 m; B = 10.10 m
   $$\frac{L}{B} = \frac{11.30}{10.10} = 1.12 < 2$$
   - ✓ Por lo tanto cumple.

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

   Altura del edificio H = 8.90 m < 13 m
   $$\frac{H}{B} = \frac{8.90}{10.10} = 0.88 < 1.5$$

   - ✓ Se cumplen los requisitos para aplicar el método simplificado.

APLICACIÓN DEL MÉTODO SIMPLIFICADO DE ANÁLISIS SÍSMICO

DATOS DE DISEÑO

La casa se pretende construir en la ciudad de Morelia, ubicada en una zona de terreno compresible tipo II y según el REGLAMENTO PARA CONSTRUCCIÓN DE OBRAS CIVILES de la Comisión Federal de Electricidad, la edificación pertenece al grupo B.

La altura total es de 8.90 m y de acuerdo con la regionalización sísmica proporcionada por el mismo Reglamento, la zona sísmica a la que pertenece la Ciudad de Morelia es zona B.

Con estos datos, se encuentra el coeficiente sísmico.

COEFICIENTE SÍSMICO.

Será el cociente de la fuerza horizontal, que actúa en la base de la construcción por efecto del sismo y el peso W de la misma sobre dicho nivel.

Con los datos descritos ya anteriormente, se encontró que el valor de Cs es:

Cs = 0.18

1. Peso total de la estructura:

ELEMENTO	ÁREA DE LOSA (m²)	CARGAS DE SERVICIO (ton/m²)	LONGITUD DE MUROS Mortero – Mortero (m)	LONGITUD DE MUROS Azulejo - Mortero (m)	PESO (ton)
AZOTEA	50,61	0,479	28.50	-	40,66
P. ALTA Tableros V-VII	53.12	0,567	20.83	-	42.11
P. ALTA Tableros IX-XIII	43.76	0.712	21.40	8.65	42.76
PLANTA BAJA	92.14	0,567	49.95	4.83	84.32
ESCALERA P. ALTA	2.625	0.644	-	-	1.69
ESCALERA P. BAJA	6.644	0.622	-	-	4.132
TINACO	-	-	-	-	1.822
TRABES	-	-	-	-	4.647
				W total =	222.138

El peso total de la estructura es P = 222.060 toneladas.

2. Cortante sísmico en la base de la estructura.

$V_{basal} = C_s W_{total}$ = (0.18) (222.138) = 39.985 ton

3. Cortante último.

$V_u = F_c V_{basal}$ = (1.10) (39.985) = 43.983 ton

4. Fuerza cortante resistida por muros.

La fuerza cortante resistente de diseño se obtiene con la siguiente fórmula:

$$V_{mR} = F_R\left(0.5v_m * A_T + 0.3P\right) \leq 1.5F_R v_m * A_T$$

- Factor de resistencia FR = 0.7

- Resistencia a compresión diagonal para diseño

v_m*= 3 kg/cm² (tomado de la tabla 2.9 de las NTC mampostería).

- Áreas transversales equivalentes.

SENTIDO X					SENTIDO Y				
MURO	LONG. (cm)	ESPESOR (cm)	FAE	ÁREA EQUIVALENTE (cm²)	MURO	LONG. (cm)	ESPESOR (cm)	FAE	ÁREA EQUIVALENTE (cm²)
A	1125	12	1	13500	2	165	12	0.712	1410.55
A'	165	12	0.712	1410.55	3A	80	12	0.167	160.77
B	268	12	1	3216	3A'	50	12	0.079	52.24
C	80	12	0.167	160.77	5	165	24	0.589	2119.54
D	815	12	1	9780	7A-A'	225	24	1	5400
E1	80	12	0.167	160.77	7B-D	230	12	1	2580
E2	80	12	0.167	160.77	7D-E	200	12	1	2400
F	700	12	1	8400	7E-F	65	12	0.111	86.23
Lx =	3313			**Σ = 36788.87**	8A-E	860	12	1	10320
					8E-F	150	12	0.691	1243.76
					Ly =	2165			**Σ = 25773.10**

En este caso se consideró el factor $F_{AE} = (1.33\ L/H)^2$ donde L es la longitud y H la altura del muro, que debe aplicarse de acuerdo con el método simplificado de diseño sísmico del RCDF.

Sentido X
L_x = 3313 cm
A_{TEx} = 36788.87 cm²

Sentido Y
L_y = 2165 cm
A_{TEy} = 25773.10 cm²

LT = 5478 cm

$$Px = \frac{Lx}{LT} \times W_{total} = \frac{3313}{5478}(222138) = 134345.36 \text{ kg}$$

$$Py = \frac{Ly}{LT} \times W_{total} = \frac{2165}{5478}(222138) = 87792.85 \text{ kg}$$

Sustituyendo en la ecuación:

$$V_{Rx} = 0.7\left[0.5(3)(36788.87) + 0.3(134345.36)\right] \le 1.5\ (0.7)(3)(36788.87)$$

$$V_{Rx} = 66840.8 \text{ kg} \ < \ 115884.9 \text{ kg}$$

$$V_{Ry} = 0.7\left[0.5(3)(25773.10) + 0.3(87792.85)\right] \le 1.5\ (0.7)(3)(25773.10)$$

$$V_{Ry} = 45498.30 \text{ kg} \ < \ 81185.30 \text{ kg}$$

Comparando el cortante resistente con el cortante último:

$$V_{Rx} = 66.84 \text{ ton} \ > \ 43.983 \text{ ton}$$

$$V_{Ry} = 45.498 \text{ ton} \ > \ 43.983 \text{ ton}$$

NOTA: Para cumplir con la densidad requerida en sentido “Y”, se determinó que el espesor de los muros 5 y 7 A-A’ sea de 24 cm, ya que en el análisis sísmico se observó que con el espesor de 12 cm no se cumplía con las restricciones de cortante.

Del análisis se observa que la densidad de muros en ambas direcciones es adecuada para soportar los desplazamientos laterales de la estructura.

DISEÑO DE CASTILLOS Y DALAS

Los castillos y dalas deberán cumplir con los siguientes requisitos:

- En el caso de castillos, se colocarán al menos en los extremos de los muros y en puntos intermedios a una separación máxima de 1.5 H o 4.0 m.

✓ *Se cumple, ya que la distancia máxima a la que se encuentra un castillo de otro es de 3.0 m y la permitida es 1.5(2.6) = 3.9 m*

- Colocar dalas en todo extremo horizontal de muros, la separación entre dalas no será mayor de 3m, así como en la parte superior de pretiles cuya altura sea mayor a 50 cm.

✓ *Se cumple el punto, debido a que a menos de 3.0 m se encuentra una dala de otra.*

- Los castillos y dalas tendrán como dimensión mínima el espesor del muro y la relación altura libre a espesor del muro deberá ser menor a 30: $\frac{H}{t} = \frac{260}{12} = 21.67 < 30$
- El f'c del concreto no será menor de 150 kg/cm².

✓ *El concreto a utilizar será de 150 kg/cm²*

- El armado se hará mínimo con 3 varillas.

✓ *El armado se propone con al menos 4 varillas del #3.*

- El refuerzo longitudinal del castillo y la dala estará anclado en los elementos que limitan al muro de manera que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia.

✓ *Está considerado anclar a dichos elementos los castillos.*

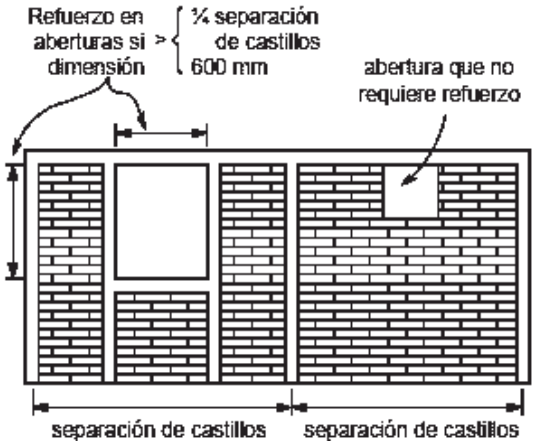
- Los castillos y dalas estarán reforzados transversalmente por estribos cerrados y con un área, Asc, al menos igual a la calculada con la ecuación:

$$A_{sc} = \frac{1000 * s}{fy * h_c}$$

Donde *hc* es la dimensión del castillo o dala en el plano del muro.

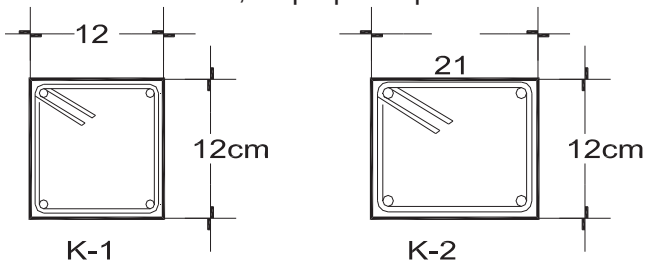
- La separación de los estribos, *s*, no excederá de 1.5 *t y* de 20 cm.

Se acepta considerar a los muros como confinados si los castillos interiores y las dalas cumplen con todos los incisos anteriores. En las aberturas existirán elementos de refuerzo con las mismas características que las dalas y castillos en el perímetro de la abertura cuya dimensión horizontal exceda de la cuarta parte de la longitud del muro o separación entre castillos, o de 600 mm. También se colocarán elementos verticales y horizontales de refuerzo en aberturas con altura igual a la del muro.



DIMENSION DE LOS ELEMENTOS.

De acuerdo a la dimensión de los muros, se propone que las dimensiones de castillos sean:



Estas dimensiones son válidas también para el diseño de dalas debido a que también dependen del espesor de los muros.

Refuerzo longitudinal.

Área total de acero. $A_s = 0.2\frac{f'c}{fy}t^2$

Para secciones de 12x12 (**K-1**)

$$A_s = 0.2\frac{150}{4200}(12)^2 = 1.03 \text{ cm}^2$$

Si se colocan varillas #3 el armado será: 1.03/ 0.71 = 1.45 varillas ≈ 2 varillas

Por reglamento la cantidad mínima de varillas que se deben colocar son 3, no se cumple con esta condición, sin embargo para cumplir, se colocarán 4 varillas # 3.

Refuerzo transversal.

El refuerzo transversal se obtiene con: $A_{sc} = \frac{1000 * s}{fy * h_c}$

hc = 12cm ; s = 1.5*12 = 18 cm..

$A_{sc} = \frac{(1000)(18)}{(2530)(12)} = 0.59cm^2$ Se colocarán estribos cerrados #2 con una separación de 18 cm.

Para secciones de 12x21 (**K-2**)

Área de acero.

$$A_s = 0.2\frac{150}{4200}(21)^2 = 3.15 \text{ cm}^2$$

Si se colocan varillas #3 el armado será: 3.15 / 0.71 = 4.4 varillas ≈ 5 varillas

Se colocarán 6 varillas #3.

Refuerzo transversal.

hc = 21cm ; s = 1.5*21 = 31.5 cm.

$A_{sc} = \frac{(1000)(31.5)}{(2530)(21)} = 0.59cm^2$

S_{max} = 1.5(21) = 31.50 cm Se colocarán estribos cerrados #2 con una separación de 30 cm

En ambos casos el área de acero es la misma (0.59 cm²), por lo cual se colocarán estribos cerrados # 2 (a0 = 0.63cm²).Se cumple con la separaciózn máxima de 20 cm y 1.5t.

Capítulo VII

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

La cimentación se puede entender como el conjunto formado por la subestructura y el suelo de la zona activa. Tanto la capacidad de carga como los hundimientos dependen de las propiedades mecánicas del subsuelo, así como de la forma, tamaño y rigidez de la subestructura. Por este motivo es necesario considerar simultáneamente al suelo y ala subestructura como elementos de la cimentación.

Debido a que toda obra civil como lo son: edificios, puentes, estructuras de acero, etc., requieren de una base fundamental como es la cimentación, ésta deberá de ser lo más confiable y apegada a lo que sucederá en realidad para que garantice un correcto desempeño de la estructura. Para lograrlo, es conveniente el conocer las características del subsuelo, las diferentes capacidades de carga, asentamientos en estructuras ya existentes, además de la geología superficial y los posibles efectos de un sismo en la región.

Por lo anterior se realizaron los estudios necesarios de mecánica de suelos y se complementan con observaciones en campo, para poder construir de manera confiable una obra que dé servicio de manera adecuada y segura basada en cálculos apegados a las condiciones que prevalecen en el sitio.

El informe del estudio se muestra a continuación:

Capacidad de carga del suelo:
qr = 14 ton/m²

Peso volumétrico:
γ_s = 1.20 ton / m^3

Profundidad de desplante sugerida:
Df = 1.0 m

No se encontró nivel de aguas freáticas en el terreno.

ELECCIÓN DEL TIPO DE CIMENTACIÓN

De acuerdo a la clase de depósito que se tiene, se establece que el tipo de cimentación para este proyecto será a base de zapatas corridas de concreto reforzado, debido a que normalmente los suelos compresibles ocupan el 30% del área de la cimentación, además las cargas verticales bajarán por medio de los castillos y estos habitualmente necesitan de ampliaciones en su base cuando reciben cargas considerables. Lo anterior da pie a proponer que se construyan zapatas a base de concreto armado.

Se analizará las siguientes zapatas ubicadas en los tramos más desfavorables en planta baja.

a) ZAPATA DE LINDERO EJE 8 TRAMO A-B

Descarga sobre la zapata.

1. Carga que transmite la losa de azotea (tablero IV)

Área tributaria = 4.95 m²
Carga de servicio = 0.499 ton/m²
Peso transmitido a la zapata W = 4.95 x 0.499 = 2.47 ton

2. Carga por losa de planta alta (tablero VII)

Área tributaria = 6.126 m²
Carga de servicio = 0.795 ton/m²
Peso transmitido a la zapata W = 6.126 x 0.795 = 4.867 ton

3. Carga transmitida por la losa de planta baja (tablero XXIII)

Área tributaria = 5.175 m²
Carga de servicio = 0.647 ton/m²
Peso transmitido a la zapata W = 5.175 + 0.647 = 3.347 ton

4. Carga transmitida por muros.

Los muros que descargan en la zapata son muros con acabados mortero-mortero.
Longitud de muros: b = 4.95 m
Altura promedio del muro en planta de azotea: h = 2.90 m
Altura de muros en planta baja y planta alta: h = 2.40 m
Peso propio de muros = (4.95) (2.9+2.4+2.4) (0.240) = 9.148 ton
Carga total W_{total} = 2.47 + 4.867 + 3.347 + 9.148 = 15.121 ton

Carga que recibe la zapata: $P = \frac{W_{total}}{L} = \frac{15.121}{4.95}$ = 3.055 ton/m

CALCULO DE LA DESCARGA TOTAL DE LA CIMENTACIÓN

$P_T = P + W_S$

W_S = Peso propio supuesto de la zapata

$$W_S = \left(\frac{\gamma_m + \gamma_s}{2}\right) B*L*D_f$$

Como aún no se sabe el valor de B, se propone un valor B = 0.60 m y se toma L = 1.0 m

$$Ws = \frac{2.60 + 1.20}{2} (0.6)(1.0)(1.0) = 1.14 \text{ ton/m}$$

Descarga total sobre el terreno.
P_T = 3.055 + 1.14 = 4.20 ton/m

DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA.

Área de la zapata: $A_Z = \frac{P_T}{q_r}$ Como A_z = B x L

L = 1.0m (debido a una longitud unitaria)
C = 0.30m. Ancho de la corona

Ancho de la base. B = $\frac{P_T}{qr} = \frac{4.20}{14}$ = 0.30 m

Por lo tanto es correcto el ancho mínimo propuesto B = 60 cm

PRESIONES DE CONTACTO.

Presión de contacto del terreno:

$q = \frac{P_T}{B \cdot L} = \frac{4.20}{0.6 \times 1.0}$ = 7.0 ton/m² $q < q_r$

La presión de contacto es menor a la capacidad de carga del terreno, entonces se aceptan las dimensiones de la zapata.

PRESION NETA ÚLTIMA.

Presión neta última del terreno:

$q_{nu} = F_c \frac{P}{B \cdot L}$

Fc = 1.4 para estructuras tipo B.

$q_{nu} = 1.4 \frac{3.055}{0.60 \times 1.0}$ = 7.128 ton/m² = 0.7128 kg/cm²

DISEÑO DE LA LOSA.

- Revisión por cortante

Peralte $d = \frac{q_{nu} \cdot l}{V_{CR} + q_{nu}}$

Vuelo de la zapata *l*.

$l = \frac{B - C}{2} = \frac{0.6 - 0.30}{2}$ = 0.15 m

Cortante resistente del concreto $V_{CR} = 0.5 \cdot F_R \cdot \sqrt{f^* c} = 0.5 \times 0.8 \times \sqrt{200}$ = 5.66 kg/cm²

$d = \frac{0.7128 \times 15}{5.66 + 0.7128}$ = 1.68 cm

Por reglamento d_{min} = 10 cm.

Por lo tanto el peralte será: d = 10 cm

Espesor total H = d + recubrimiento

Debido a que se tiene considerada una plantilla para la cimentación, se tomará un recubrimiento de 5 centímetros.

H = 10 + 5 = 15 cm

PESO REAL DEL CIMIENTO

W $_{plantilla}$ = 0.05 (0.6) (1.0) (2.2) = 0.066 ton
W $_{losa}$ = 0.15 (0.6) (1.0) (2.4) = 0.216 ton
W $_{muro}$ = 0.30 (0.8) (1.8) = 0.432 ton
W $_{relleno}$ = [(0.6)(1.0)(0.8) – (0.3)(0.3)(0.8)] (1.20) = 0.49 ton

W $_{real}$ = 1.204 ton

Como W $_{real}$ > Ws se aceptan las dimensiones de la zapata.

DISEÑO POR FLEXIÓN.

Momento último: $M_u = \dfrac{q_{nu} \cdot l^2}{2}$

$l = \dfrac{B-C}{2} + \dfrac{C}{4} = \dfrac{0.60-0.30}{2} + \dfrac{0.30}{4}$ = 0.225 m

$M_u = \dfrac{7.128(0.225)^2}{2}$ = 0.18 ton/m²

Porcentaje de acero: $\rho = \dfrac{f''c}{fy}\left[1 - \sqrt{1 - \dfrac{2Mu}{F_R b d^2 f''c}}\right]$

$\rho = \dfrac{170}{4200}\left[1 - \sqrt{1 - \dfrac{2\left(0.18 \times 10^5\right)}{0.9(100)(10)^2(170)}}\right] = 0.00048$

Área de refuerzo longitudinal: $A_s = \rho bd = (0.00048)(100)(10) = 0.48\ cm^2$

Comparación del A_s con el área de acero mínima:

ACERO POR FLEXIÓN:
$As_{min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$ = 0.00264 (100) (10) = 2.64 cm²

El ancho b se considera de 100 cm y el área obtenida de esta manera es la necesaria para una franja de un metro de ancho.

ACERO POR TEMPERATURA:
Se aumentará la cantidad de acero 1.5 veces debido a que se requiere evitar un agrietamiento excesivo en el concreto, esto de acuerdo a las recomendaciones de las NTC.

$A_{st} = \dfrac{660 x_1}{fy(x_1 + 100)}(1.5)(100)$; $A_{st} = \dfrac{660(10)}{4200(10+100)}(1.5)(100)$ = 2.14 cm²

Por lo tanto se toma As_{min} = 2.64 *cm²*

SEPARACIÓN.

La separación del refuerzo no debe exceder a la separación máxima especificada por el reglamento, es decir la que corresponde al acero por cambios volumétricos: $3.5X_1$ y 50 cm.

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

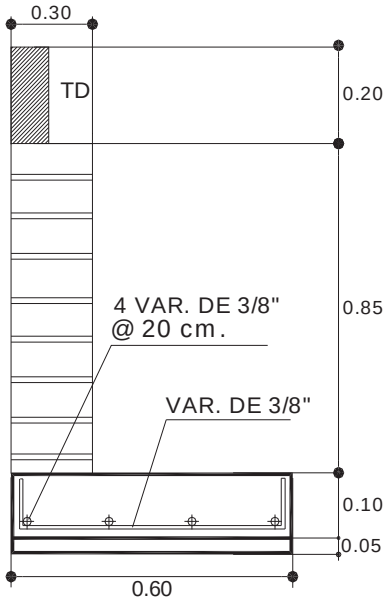
Empleando varilla #3 (a_0 = 0.71 cm²): $S = \frac{100 \times 0.71}{2.64} = 26.90 \text{ cm}$

Comparando con la separación máxima:

S_{max} = 50 cm
S_{max} = 3.5 X_1 = (3.5 x 10) = 35 cm

Por lo tanto, se ajustará la separación a cada 20 cm, esto debido a que las dimensiones de la zapata se prestan a un armado en múltiplos de 20 cm.

Vars. # 3 @ 20 cm c.a.c en ambos sentidos.



b) ZAPATA DE CENTRO EJE D TRAMO 5-7

La descarga sobre la zapata será la ya calculada en el análisis de muros para la planta baja.

Carga total W_T = 17.663 ton

Carga que recibe la zapata: $P = \frac{W_{total}}{L} = \frac{17.663}{4.0}$ = 4.408 ton/m

CALCULO DE LA DESCARGA TOTAL DE LA CIMENTACIÓN

$P_T = P + W_S$

Peso propio supuesto de la zapata:

Se proponen los mismos valores que para la zapata de lindero: B = 0.60 m y L = 1.0 m

$Ws = \frac{2.60 + 1.20}{2}\ (0.6)(1.0)(1.0) = 1.14$ ton/m

Descarga total sobre el terreno.

P_T = 4.408 + 1.14 = 5.548 ton/m

DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA.

C = 0.30m. Ancho de la corona.

Ancho de la base. $B = \frac{P_T}{qr} = \frac{5.548}{14}$ = 0.40 m

Por lo tanto es correcto el ancho propuesto B = 60 cm

PRESIONES DE CONTACTO.

Las presiones de contacto consideradas deberán ser tales que las deformaciones diferenciales del suelo calculadas coincidan aproximadamente con las del sistema subestructura superestructura.

Presión de contacto del terreno:

$q = \frac{P_T}{B \cdot L} = \frac{5.548}{0.6 \times 1.0}$ = 9.247 ton/m²

$q < q_r$

La presión de contacto no excede a la capacidad de carga del terreno, entonces se aceptan las dimensiones de la zapata.

PRESIONES NETA ÚLTIMA.

Presión neta última del terreno:

$q_{nu} = 1.4\frac{4.408}{0.60 \times 1.0}$ = 10.286 ton/m² = 1.0286 kg/cm²

DISEÑO DE LA LOSA.

- Revisión por cortante

Peralte $d = \dfrac{q_{nu} \cdot l}{V_{CR} + q_{nu}}$

Vuelo de la zapata l.

$l = \dfrac{B - C}{2} = \dfrac{0.6 - 0.30}{2}$ = 0.15 m

Cortante resistente del concreto $V_{CR} = 0.5 \cdot F_R \cdot \sqrt{f^*c}$ = 5.66 kg/cm²

$d = \dfrac{1.0286 \times 15}{5.66 + 1.0286}$ = 2.31 cm

Por reglamento d_{min} = 10 cm.

Por lo tanto el peralte se tomará: d = 10 cm

Espesor total H = d + recubrimiento

H = 10 + 5 = 15 cm

PESO REAL DEL CIMIENTO

W $_{plantilla}$ = 0.05 (0.6) (1.0) (2.2) = 0.066 ton

W $_{losa}$ = 0.15 (0.6) (1.0) (2.4) = 0.216 ton

W $_{muro}$ = 0.30 (0.8) (1.8) = 0.432 ton

W $_{relleno}$ = [(0.6)(1.0)(0.8) – (0.3)(0.3)(0.8)] (1.20) = 0.49 ton

W $_{real}$ = 1.204 ton

Como W $_{real}$ > Ws se aceptan las dimensiones de la zapata.

DISEÑO POR FLEXIÓN.

Momento último: $M_u = \dfrac{q_{nu} \cdot l^2}{2}$

$l = \dfrac{B - C}{2} + \dfrac{C}{4} = \dfrac{0.60 - 0.30}{2} + \dfrac{0.30}{4}$ = 0.225 m

$M_u = \dfrac{10.286(0.225)^2}{2}$ = 0.260 ton/m²

Porcentaje de acero: $\rho = \dfrac{170}{4200}\left[1 - \sqrt{1 - \dfrac{2\left(0.26 \times 10^5\right)}{0.9(100)(10)^2(170)}}\right]$ = 0.00069

Área de refuerzo longitudinal: $A_s = \rho bd$ = *(0.00069)(100)(10) = 0.69 cm²*

Comparación del A_s con el área de acero mínima:

ACERO POR FLEXIÓN:

$As_{min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$ = 0.00264 (100) (10) = 2.64 cm²

El ancho b se considera de 100 cm y el área obtenida de esta manera es la necesaria para una franja de un metro de ancho.

ACERO POR TEMPERATURA:

Se aumentará la cantidad de acero 1.5 veces debido a que se trata de acero por cambios volumétricos.

$$A_{st} = \frac{660(10)}{4200(10+100)}(1.5)(100) = 2.14 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se toma As_{min} = 2.64 *cm²*

SEPARACIÓN.

Empleando varilla #3 (a_0 = 0.71 cm²): $S = \frac{100 \times 0.71}{2.64} = 26.90 \text{ cm}$

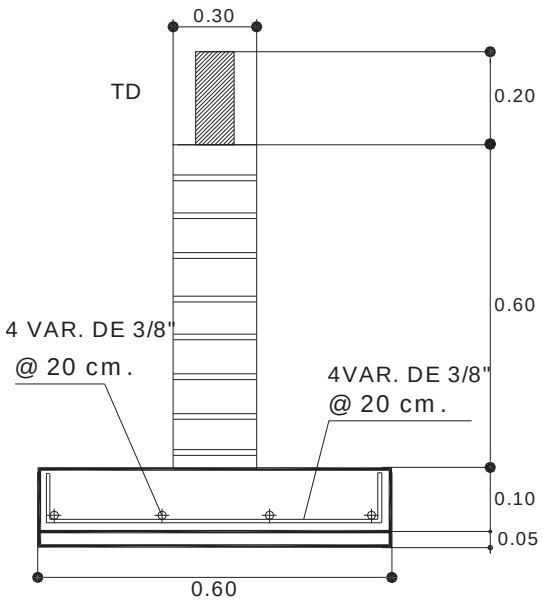
Comparando con la separación máxima:

S_{max} = 50 cm

S_{max} = 3.5 X_1 = (3.5 x 10) = 35 cm

Por lo tanto, se tomará una separación a cada 20 cm, por lo que anteriormente ya se ha mencionado respecto a las dimensiones de la zapata.

Vars. # 3 @ 20 cm c.a.c en ambos sentidos.



AMPLIACIÓN DE ZAPATAS BAJO CASTILLOS

Los castillos se revisarán para el efecto de carga axial que transmiten y analizar si puede ser soportada por la zapata que ya fue diseñada y que se encuentra bajo el muro, para realizar o no una ampliación en dicha zapata.

Con los datos de diseño se revisará la zapata de centro más desfavorable, en este caso se analizará el elemento ubicado en la intersección de los ejes 5 y D.

La carga recibida es el peso de los castillos en los entrepisos, además de las reacciones de la trabe **T2** y **T11**.

$P = K_{PA} + K_{PB} + R_2 + R_{11}$
Peso propio de los castillos = 0.15 x 0.15 x2.5 x 2.40 = 0.135 ton
R_2= 1.305 ton
R_{11}= 12.187 ton

P = 0.135 + 0.135 + 1.305 + 12.187 = 13.762 ton

DESCARGA TOTAL
$P_T = P + W = 13.762 + 2.212\ (0.60) = 15.089$ ton

DIMENSIONAMIENTO.
Área requerida de cimentación

$$Az = \frac{P}{qr} = \frac{15.089}{14} = 1.078 m^2$$

$A_{existente}$ = 0.60 x 0.60 = 0.36 m²:

Como Az > $A_{existente}$, se requiere una ampliación a la zapata que se encuentra bajo este castillo.

DIMENSIONAMIENTO DE LA AMPLIACIÓN.

$$B_A = \sqrt{A_Z} = \sqrt{1.078} = 1.038 \approx 1.05 \text{ m}$$

PRESIONES DE CONTACTO.

Presión de contacto del terreno:

$$q = \frac{p_t}{A_Z} = \frac{15.089}{1.05 \times 1.05} = 13.686$$

$q < q_r$

La presión de contacto es menor a la capacidad de carga del terreno.

PRESIÓN NETA ÚLTIMA.

$$q_{nu} = F_c \frac{P_T}{A_Z} = 1.4 \frac{15.089}{1.05 \times 1.05} = 19.161 \text{ t/m}^2 = 1.916 \text{ kg/cm}^2$$

CORTANTE POR PENETRACIÓN.

$$V_{CR} \leq \begin{cases} F_R \sqrt{f^* c} = 0.8\sqrt{200} = 11.31\ kg/cm^2 \\ F_R \left(0.5 + \frac{C_1}{C_2}\right)\sqrt{f^* c} = 0.8\left(0.5 + \frac{0.15}{0.30}\right)\sqrt{160} = 11.31 kg/cm^2 \end{cases}$$

$P_u = F_C \cdot P = 1.4(13.762) = 19.267$ ton = 19267 kg.

PERALTE REQUERIDO.

$$[q_{nu} + 4V_{CR}]d^2 + [(q_{nu} + 2V_{CR})(C_1 + C_2)]d + q_{nu}C_1C_2 - P_u = 0$$

$$[1.916 + 4(11.31)]d^2 + [(1.916 + 2(11.31)(15 + 30)]d + 11.31 \times 15 \times 30 - 19267 = 0$$

Resolviendo la ecuación se obtiene:
d = 9.62 cm.

Se tomará d = 10 cm. Por lo tanto, H = 10 + 5 = 15 cm.

DISEÑO POR FLEXIÓN.

$$l = \frac{B_A - C}{2} + \frac{C}{4} = \frac{1.05 - 0.3}{2} + \frac{0.3}{4} = 0.45 \text{ m}$$

$$M_u = \frac{q_{nu} \cdot l^2}{2} = \frac{1.916(0.45)^2}{2} = 1.94 \text{ ton-m}$$

$$\rho = \frac{170}{4200}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(194000)}{0.9(100)(10)^2(136)}}\right] = 0.0055$$

$As = 0.0055\ (100)\ (10) = 5.507\ cm^2$

Acero requerido por flexión:

$$As_{\min} = \rho_{\min} bd = (0.00264)(100)(10) = 2.635\ cm^2$$

Acero por temperatura:

$$As_{temp} = \frac{660(10)}{4200(100+10)}(1.5)(100) = 2.143\ cm^2$$

Por lo tanto se toma: $As = 5.507\ cm^2$

Se propone el armado con varillas # 4 ($As = 1.27\ cm^2$)

Separación de las varillas.

$$S = \frac{100(1.27)}{5.507} = 23.0 \text{ cm}$$

Comparando con S_{min} y S_{max}

$S_{mkn} = 6$ cm

$S_{max} = \begin{cases} 50 \text{ cm} \\ 3.5\ X_1 = 3.5\ (10) = 35 \text{ cm} \end{cases}$

Se tomará la separación de S = 20 cm

Vars # 4 @ 20 cm.

Diseño de la zapata ubicada en la intersección de los ejes 5 y F.
La carga recibida es el peso de los castillos en los entrepisos y la reacción de la trabe **T11**.

$P = K_{PA} + K_{PB} + R_{11}$
Peso propio de los castillos = 0.15 x 0.15 x 2.50 x 2.40 = 0.135 ton
R_{11}= 2.483 ton
P = 0.135 + 0.135 + 2.483 = 2.753 ton

DESCARGA TOTAL
$P_T = P + W = 2.753+1.888\ (0.60) = 3.886$ ton

DIMENSIONAMIENTO.
Área requerida de cimentación

$$Az = \frac{P}{qr} = \frac{3.886}{14} = 0.278\ m^2$$

$A_{existente}$ = 0.60 x 0.60 = 0.36 m²:

Como Az < $A_{existente}$, no se requiere ampliación a la zapata que se encuentra bajo este castillo.

ZAPATA DE BORDE.
Se revisará la zapata ubicada en la intersección de los ejes 2 y A. La carga transmitida es el peso de los castillos en planta alta y planta baja, además de la reacción de la trabe **T3**.

$P = K_{PA} + K_{PB} + R3$
Peso propio de los castillos = 0.15 x 0.15 x 5.0 x 2.40 = 0.270 ton
Reacción de la trabe R3 = 2.215 ton

DESCARGA TOTAL
$P_T = P + W = (0.27 + 2.215) + (2.253 \times 0.60) = 3.167$ ton

DIMENSIONAMIENTO.
Área requerida de cimentación

$$Az = \frac{P}{qr} = \frac{3.167}{14} = 0.23\ m^2$$

$A_{existente}$ = 0.60 x 0.60 = 0.36 m²:

Como Az < $A_{existente}$, no se requiere una ampliación a la zapata.

En la siguiente tabla se presenta el cálculo detallado de las zapatas en cada uno de los ejes correspondientes y por lo tanto también se obtienen las dimensiones para dichos elementos estructurales.

ZAPATA TIPO	MURO	W_T (ton)	Long. (m)	P (ton/m)	B (m)	W_s (ton/m)	P_T (ton/m)	PRESIONES q	q_{nu} (ton)	d (cm)	d_{min} (cm)	H (cm)	W_{real} (ton)	M_u (ton.m)	ρ	A_s (cm²)	A_{smin} (cm²)	A_{stemp} (cm²)	S (cm)
LINDERO	A	12.794	11.25	1.137	0.60	1.140	2.227	3.795	2.654	1.01	10	15	1.204	0.366	0.00098	0.98	2.64	2.14	**26.89**
CENTRO	A'	3.2797	1.65	1.987	0.60	1.140	3.127	5.212	4.637	1.70	10	15	1.204	0.639	0.00173	1.73	2.64	2.14	**26.89**
CENTRO	B	3.797	2.68	1.417	0.60	1.140	2.557	4.261	3.306	1.24	10	15	1.204	0.456	0.00122	1.22	2.64	2.14	**26.89**
CENTRO	C	1.802	0.80	2.253	0.60	1.140	3.393	5.655	5.257	1.91	10	15	1.204	0.724	0.00196	1.96	2.64	2.14	**26.89**
CENTRO	D	18.024	8.15	2.212	0.60	1.140	3.352	5.586	5.16	1.88	10	15	1.204	0.711	0.00193	1.93	2.64	2.14	**26.89**
CENTRO	E	2.090	3.0	0.697	0.60	1.140	1.837	3.061	1.625	0.63	10	15	1.204	0.224	0.0006	0.60	2.64	2.14	**26.89**
LINDERO	F	10.261	7.0	1.466	0.60	1.140	2.606	4.343	3.42	1.28	10	15	1.204	0.471	0.00127	1.27	2.64	2.14	**26.89**
CENTRO	2	1.663	1.65	1.00	0.60	1.140	2.148	3.579	2.351	0.90	10	15	1.204	0.324	0.00087	0.87	2.64	2.14	**26.89**
CENTRO	3	5.354	3.50	1.53	0.60	1.140	2.67	4.449	3.569	1.34	10	15	1.204	0.492	0.00132	1.32	2.64	2.14	**26.89**
CENTRO	5	2.832	1.50	1.888	0.60	1.140	3.028	5.047	4.406	1.63	10	15	1.204	0.607	0.00164	1.64	2.64	2.14	**26.89**
CENTRO	7A-A'	3.910	2.25	1.738	0.60	1.140	2.878	4.797	4.055	1.51	10	15	1.204	0.559	0.00146	1.51	2.64	2.14	**26.89**
CENTRO	7B-D	2.229	2.15	1.037	0.60	1.140	2.177	3.628	2.419	0.92	10	15	1.204	0.333	0.00089	0.89	2.64	2.14	**26.89**
CENTRO	7D-F	5.35	2.65	2.019	0.60	1.140	3.159	5.265	4.711	1.73	10	15	1.204	0.649	0.00151	1.76	2.64	2.14	**26.89**
LINDERO	8A-E	8.714	8.60	1.013	0.60	1.140	2.153	3.589	2.364	0.90	10	15	1.204	0.326	0.00089	0.87	2.64	2.14	**26.89**
LINDERO	8E-F	1.30	1.50	0.866	0.60	1.140	2.00	3.344	2.021	0.78	10	15	1.204	0.279	0.00087	0.74	2.64	2.14	**26.89**

De los cálculos realizados se observa que la separación y las dimensiones en todas la zapatas es la misma, por lo tanto para todos los armados se colocarán varillas del #3 a cada 25 cm.

Vars. #3 @ 25 cm. c.a.c. En ambos sentidos

C O N C L U S I O N E S

La ingeniería es una disciplina apasionante que requiere creatividad e imaginación, así como conocimientos y una manera de pensar sistemática. Con el proyecto desarrollado en la presente tesina se conocieron muchos de los problemas que se presentan en el diseño de una estructura en conjunto y de todos los elementos que la componen; muchos de estos problemas como son el cuidado de la seguridad y de la economía se resolvieron con los conocimientos teóricos y criterios adquiridos en la licenciatura y reafirmados con el ejercicio de este trabajo.

En el diseño estructural se aplicaron diversos criterios y consideraciones para hacer menos complicados los procedimientos de cálculo cuidando no modificarlos o alterarlos. Los cálculos, normas, reglamentos y las formas de aplicación de estos garantizan la estabilidad de la estructura, con efectos económicos y funcionales, de aquí la importancia de realizar un proyecto estructural que economice el valor de la obra y que proporcione seguridad a los usuarios.

Se trató de analizar de manera lógica la solución de algunos de los problemas presentados, en los de cálculos teóricos hasta llegar a razones importantes. Se tuvieron siempre en cuenta las normas, la intuición y el sentido común, ya que son la parte esencial de un buen juicio estructural, y producen buenos conceptos y excelentes resultados a los problemas a que se enfrentó en este análisis.

B I B L I O G R A F Í A

- GONZÁLEZ Oscar, y Francisco ROBLES, Aspectos fundamentales del concreto reforzado, México 1990, edit. Limusa, 675 pp.
- TORRES, Marco Aurelio, Concreto. Diseño plástico. Teoría elástica, México 1989, edit. Patria, 329 pp.
- MELI, Roberto, Diseño estructural, México 1990, edit. Limusa, 582 pp.
- MELI, Roberto, BAZAN E. Diseño sísmico de edificios, México 1990, edit. Limusa,
- GALLO ÓRTIZ G. O., ESPINO MÁRQUEZ L. I., OLVERA MONTES A.E., Diseño estructural de casas habitación, México 1997, edit. Mc Graw Hill.
- Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.
- Reglamento de construcciones para el Estado de Michoacán.
- Manual de Obras Civiles, Comisión Federal de Electricidad.