

UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO

“Facultad de Ingeniería Civil”

Tesina:

*Diseño estructural de una casa habitación tipo medio
ubicada en Morelia.*

Que presenta:

BENJAMÍN ROGELIO ORTIZ FRAGA

Como requisito para la obtención del título profesional de:

INGENIERO CIVIL

Asesor:

M.I ENRIQUE OMAR NAVARRO CABALLERO

Morelia, Mich., a Diciembre del 2007.

AGRADECIMIENTOS

A MIS PADRES: HERLINDA Y ROGELIO.

Por haberme dado el regalo más preciado; la vida, la cuál no me alcanzará para agradecerles todo lo que han hecho por mí; por hacerme una persona de bien y enseñarme el camino correcto para transitar en esta vida, a ellos todo mi amor, mis éxitos y satisfacciones.

A MI HERMANA: BEATRIZ.

A ti hermana por entenderme y quererme tal y como soy, por estar conmigo en todo momento y circunstancia, lo único que te puedo decir es: GRACIAS POR EXISTIR, sin ti no seria lo mismo, te quiero con todo mi corazón.

A MIS ABUELOS:

A ellos por haber concebido a esos dos seres humanos maravillosos y ejemplares que son mis padres, ya que sin ellos yo no habría podido existir.

A MIS FAMILIARES:

A todos y cada uno de mis familiares por ser parte de mi vida, gracias por compartir conmigo bellos y gratos momentos, que espero nunca se acaben.

A MIS AMIGOS:

A todos y cada uno de ustedes, omito nombres ya que de ponerlos la hoja no me alcanzaría para nombrarlos a todos y por temor a olvidar a alguno, gracias por estar conmigo en las buenas y en las malas, por su apoyo y por todos esos momentos inolvidables.

A LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y A LA U.M.S.N.H.:

Agradezco a la Universidad y al personal docente de la Facultad, por haberme formado como INGENIERO CIVIL.

A MI ASESOR: M.I. ENRIQUE OMAR NAVARRO CABALLERO.

Por prestarse para fungir como mi asesor y por su valiosa colaboración para la culminación de este proyecto, gracias por su disponibilidad, asesoría y por aclarar todas mis dudas.

Y por último y no menos importante, a todas las personas que en su momento fueron parte importante de mi vida y de mi formación como persona.



ÍNDICE

Agradecimientos	2
Introducción	4
Objetivo	6
CAPÍTULO I Descripción Arquitectónica y estructural del Proyecto	7
CAPÍTULO II Análisis de cargas	21
CAPÍTULO III Análisis y diseño estructural de losas	28
CAPÍTULO IV Análisis y diseño estructural de trabes	70
CAPÍTULO V Revisión de muros por cargas verticales y por cargas laterales (Sismo)	99
CAPÍTULO VI Análisis y diseño estructural de la cimentación	121
CAPÍTULO VII Planos estructurales	132
Conclusiones	138
Glosario	139
Bibliografía	142



INTRODUCCIÓN

El diseño estructural es aquel proceso que, partiendo de los datos propios del objeto a construir – en este caso una casa habitación -, permite proyectar un sistema estructural completo, estable, permanente y factible. Entonces, el que dentro de ese proceso exista una parte numérica es absolutamente intrascendente y circunstancial, no importa lo complicado que ella sea y con cuánta eficacia se le resuelva. Lo que cuenta es el objeto (la estructura) y el modo de llegar a él partiendo de los datos del problema (la casa habitación).

Esto no significa restarle importancia al proceso de análisis, al contrario, hoy es imprescindible una comprobación racional de la capacidad de la estructura; sino que lo ubicamos en su justo lugar. El análisis estructural es siempre una verificación de lo que se proyectó, las más de las veces no sólo en trazado sino hasta en dimensiones de secciones. O sea que supone una idea estructural, un esquema de disposición de piezas - y una distribución de esfuerzos implícita – previos. Estas son las etapas preliminares del proceso de diseño.

Entonces siempre se hace diseño estructural. Lo que ocurre es que si el proceso es inconsciente– como en la mayoría de los casos – se vuelve desordenado, no se encuentran los criterios de actuación para resolver situaciones conflictivas - a veces ni se les detecta – y el logro de una buena solución estructural se vuelve casual.

El análisis estructural tal como lo conocemos es producto de una evolución a lo largo de miles de años. En la antigüedad se usaron una infinidad de estructuras, ejemplo de lo cual encontramos en Mesoamérica con las construcciones de las civilizaciones; maya, tolteca, olmeca y azteca entre otras. Sin dejar de mencionar la evolución que se presenta a lo largo de la historia del diseño en las civilizaciones europeas como la Helénica y Romana por solo citar dos ejemplos. Pero de acuerdo a McCormac y Nelson (2003), un progreso real en la teoría del análisis estructural ocurrió sólo en los últimos 150 años. Antes de que pudieran hacerse avances reales en esta disciplina, fue necesario desarrollar la ciencia de la mecánica de materiales.

Un diseño estructural al realizarse debe cumplir las siguientes condiciones: Existencia, Permanencia y Factibilidad.

Existencia de la Estructura:

La misión fundamental de la estructura resistente de una construcción es asegurar el equilibrio ante toda acción posible. Ese equilibrio tiene realidad física sólo cuando es estable. O sea que la estructura existe cuando el equilibrio - es decir la inmovilidad - está asegurada en el todo y las partes; en una condición estable y para cualquier acción que aparezca sobre la construcción.

Esto implica la existencia de mecanismos o sistemas completos para conducir cualquier acción hasta la cimentación. El cumplimiento de esta condición es pues prioritario frente a cualquier otra.



Por otra parte la estructura puede ser estable hasta cierto valor de la acción a partir del cual el equilibrio se hace imposible – caso típico del vuelco por acciones horizontales – en cuyo caso la estructura deja de existir.

Es evidente entonces que para dar lugar a la existencia de la estructura corresponde definir los sistemas resistentes. Esta definición debe comprender su naturaleza y su posición espacial.

Permanencia:

El equilibrio debe permanecer estable, en condiciones aceptables para el destino de la construcción y durante toda su vida útil. Es decir que los esfuerzos que se originan a partir de las acciones posibles deben ser resistidos por el material empleado, limitando las deformaciones a valores compatibles con el uso y soportando el paso del tiempo. Cumplir con la condición de permanencia significa entonces asegurar resistencia, rigidez y durabilidad suficientes en todas sus partes. Y esto tiene que ver exclusivamente con el dimensionamiento.

Factibilidad:

La estructura ha de ser construida en un medio tecnológicamente definido, con materiales, mano de obra y tecnología que podemos variar pero que están limitados por aquél. Por otra parte hemos de lograr la existencia física de la estructura en condiciones económicas aceptables, generalmente el mínimo costo.

Satisfacer esta condición implica entonces dar respuestas a un sinnúmero de cuestiones, todas ellas vinculadas con la forma operativa de llevar a cabo la obra, que en lo práctico se traduce en los detalles constructivos pero que siempre está presente en la concepción de la estructura desde sus primeros pasos.

La presente tesina trata del proyecto generado a partir del curso de titulación **“Diseño estructural de una casa habitación”**, desarrollado en la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo y fundamentada en el Reglamento de Construcción del Estado de Michoacán de Ocampo y en las Normas Técnicas Complementarias (NTC) que rigen a esta región del país.



OBJETIVO

El objetivo de la presente tesina es realizar el correcto diseño estructural de una Casa-Habitación, acorde a las necesidades del cliente para brindarle a éste una vivienda segura, a bajo costo, con buena calidad y estética.

Para lo anterior se aplicarán los conocimientos obtenidos durante la carrera de Ingeniero Civil; así como los adquiridos en el curso titulado “Diseño estructural de una Casa-Habitación” impartido en esta facultad.

Como objetivo final se tiene el de presentar el proyecto ejecutivo con todo lo que este abarca: Proyecto Arquitectónico (planos), Proyecto y Cálculo estructural (planos y memoria), el proyecto deberá ser claro y específico para garantizar la correcta ejecución y funcionamiento de nuestra obra civil.



CAPÍTULO I

DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA Y ESTRUCTURAL DEL PROYECTO



Descripción Arquitectónica

Para la elaboración del proyecto arquitectónico se tomó en cuenta de manera esencial las exigencias del cliente, su status económico y las dimensiones (8.19 x 18 m) y superficie del terreno (147.42 m²), ya que estos aspectos son los que nos rigen para el diseño y la determinación de los materiales a emplear en la ejecución de la obra.

De acuerdo a las exigencias del cliente y en base a varias propuestas de diseño presentadas, la composición arquitectónica de la casa-habitación quedo conformada por tres niveles, los cuales se describen a continuación:

Planta Baja:

- Cochera
- Jardines
- Vestíbulo/Bar
- Sala de T.V.
- Comedor
- Cocina
- ½ Baño
- Escalera de tránsito de planta baja a planta alta o viceversa

Planta Alta:

- 2 Recamaras
- Recamara principal con baño completo
- Sala de estar
- Baño completo
- Escalera de tránsito de planta alta a cuarto de servicio y azotea o viceversa

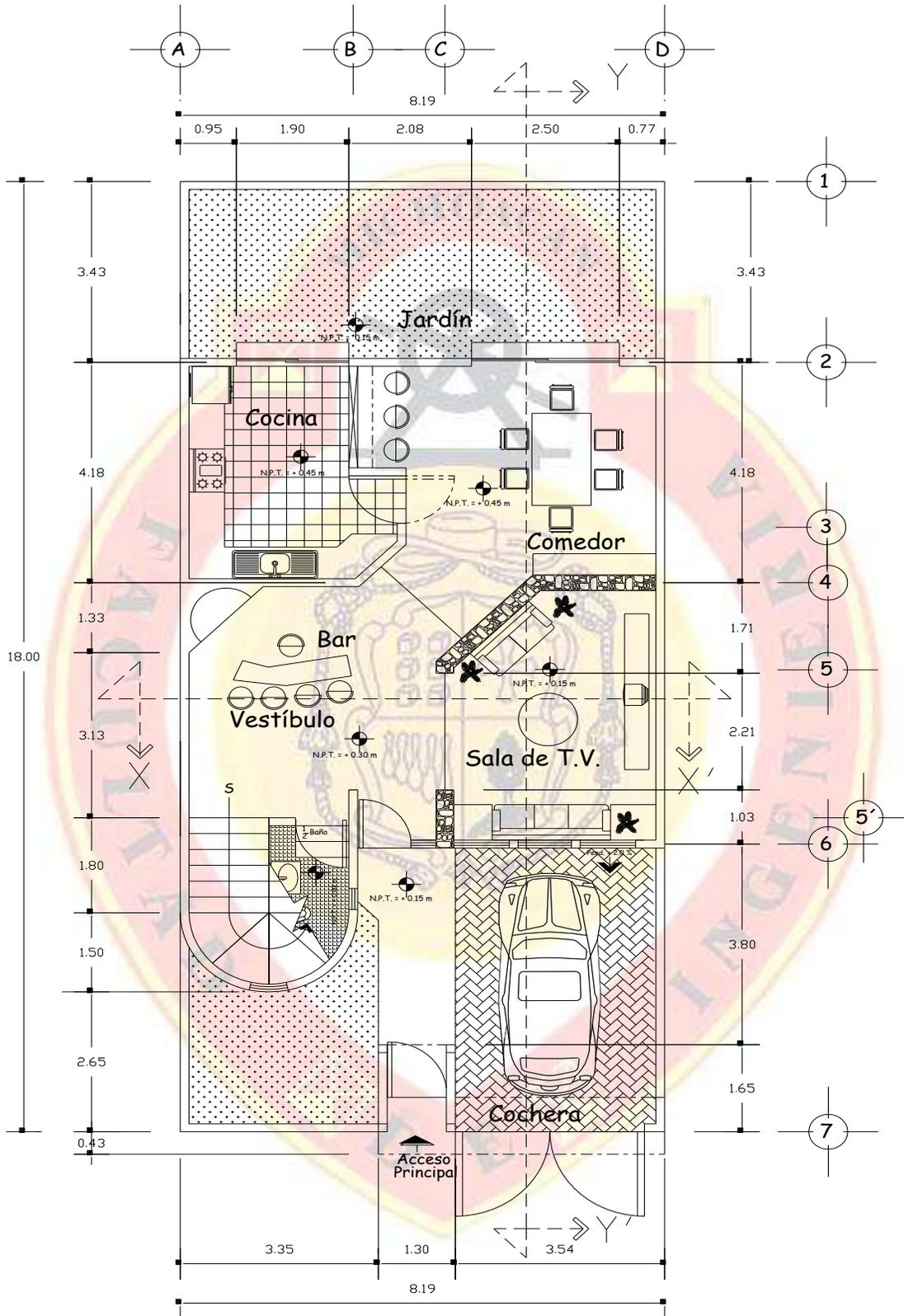
Planta de Cuarto de servicio y azotea:

- Cuarto de Lavado y planchado.
- Patio de servicio.
- Escalera de tránsito de cuarto de servicio y azotea a planta alta



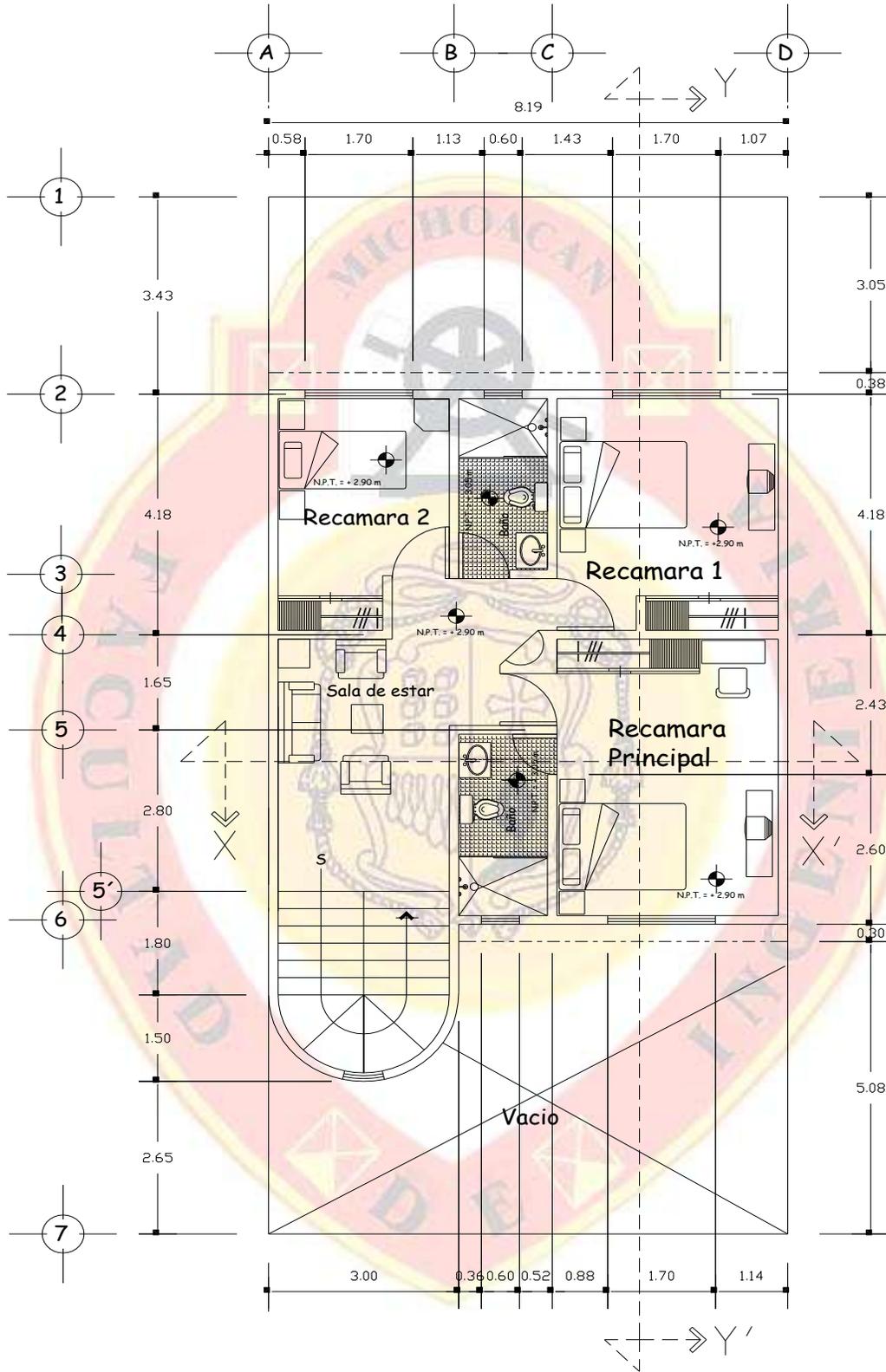
PLANOS ARQUITECTÓNICOS





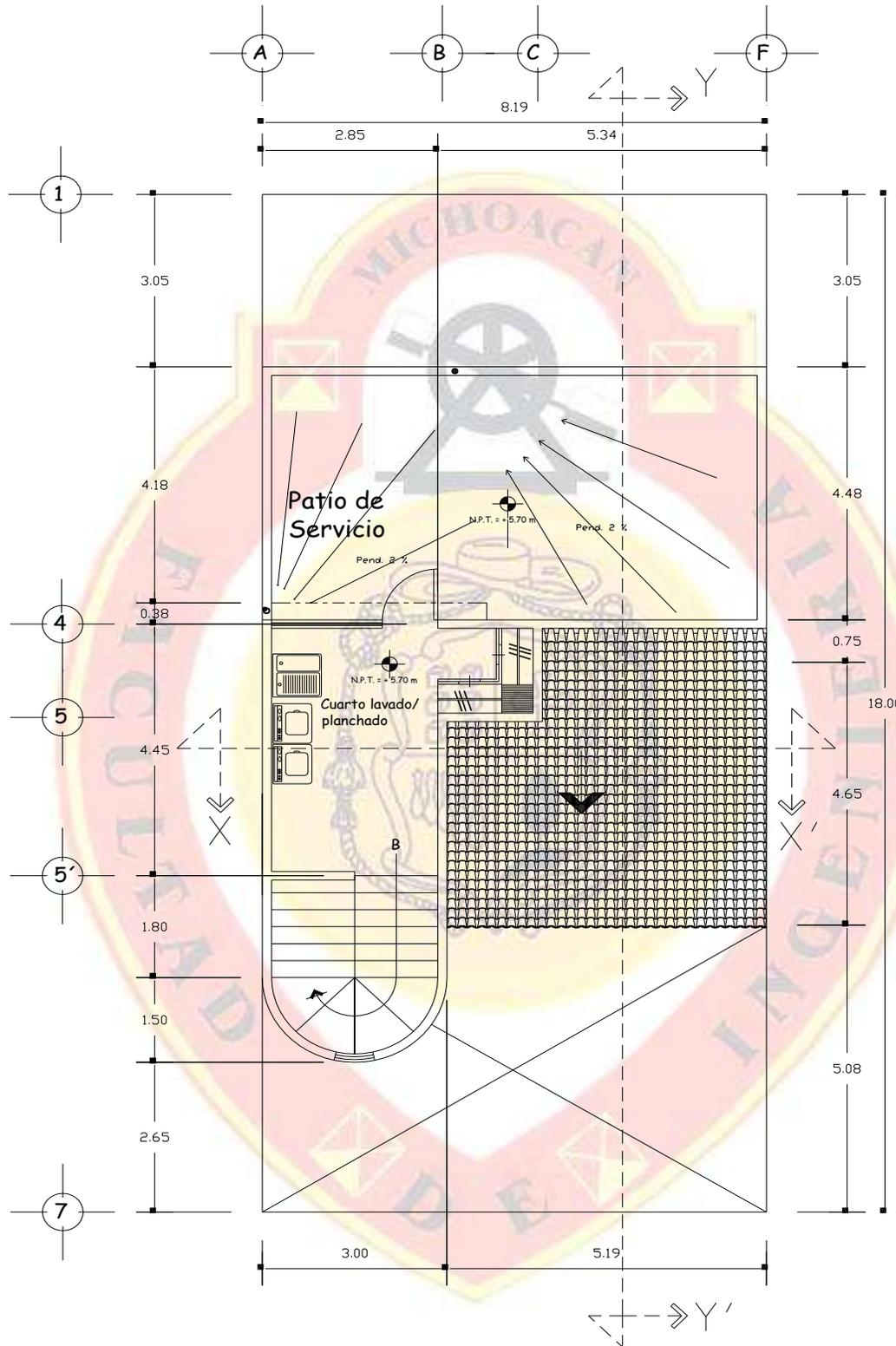
PLANTA BAJA





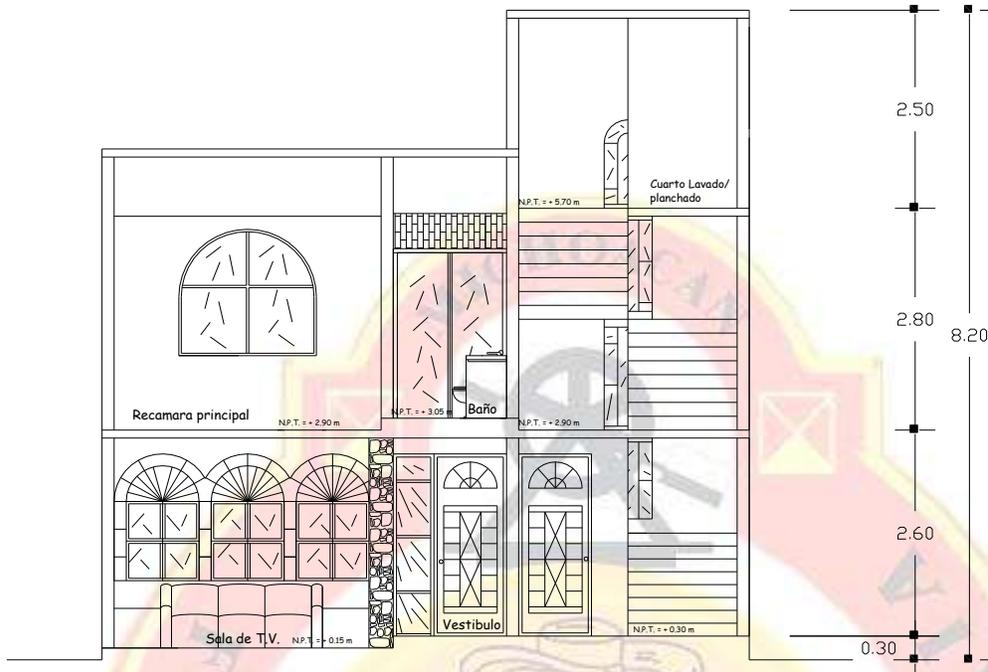
PLANTA ALTA



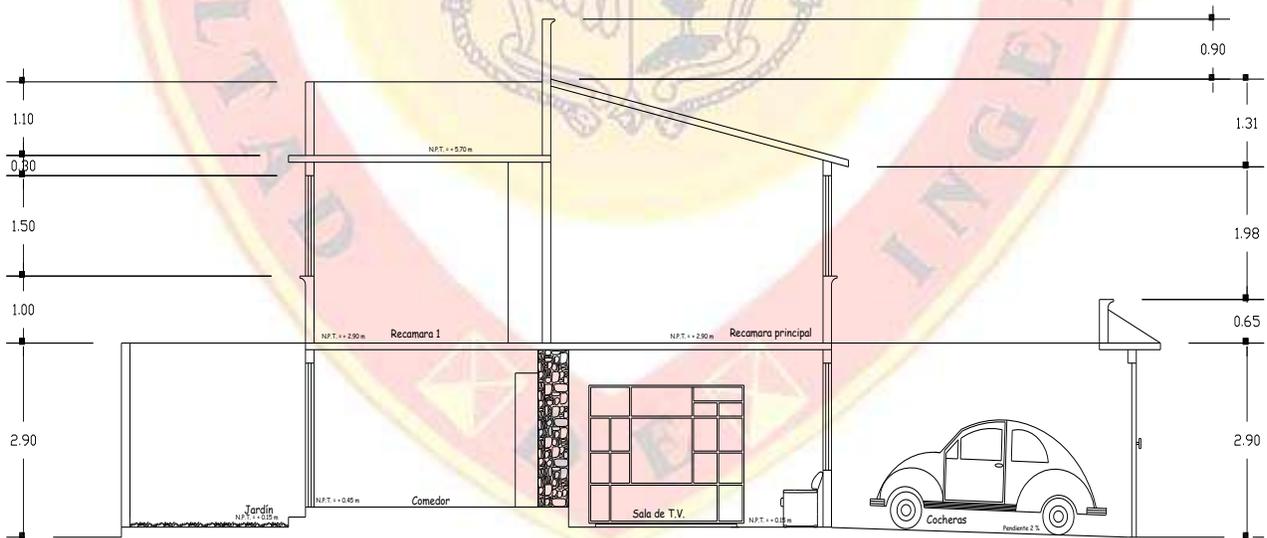


PLANTA CUARTO DE SERVICIO Y AZOTEA



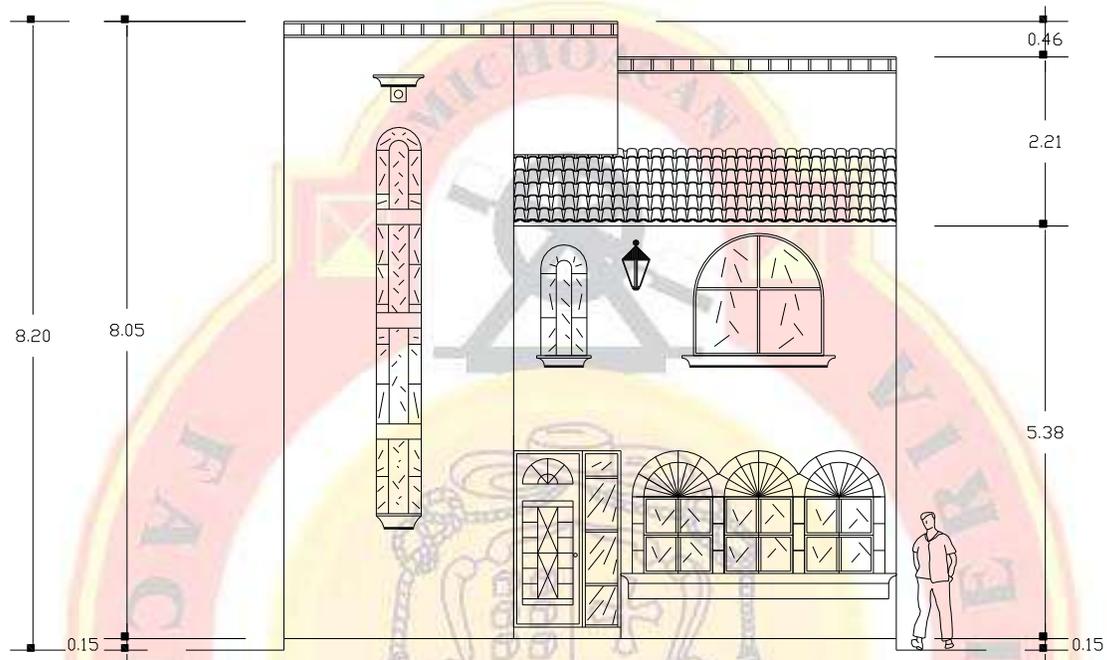


Corte transversal X - X'

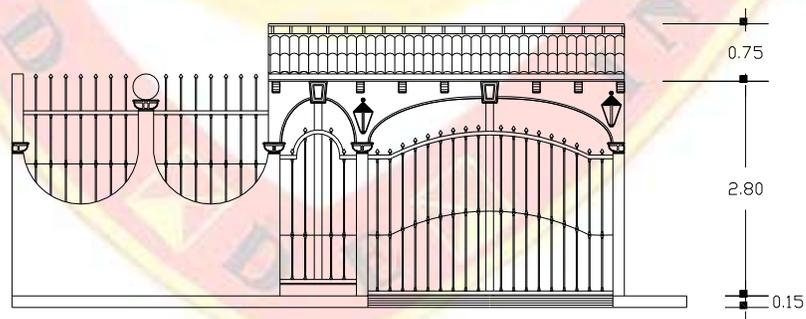


Corte longitudinal Y - Y'





Fachada principal



Fachada pórtico



Descripción Estructural

De acuerdo a los aspectos ya mencionados en la descripción arquitectónica, llegamos a la conclusión de que la estructuración de la Casa-habitación será a base de muros de carga de tabique de barro rojo recocido y losas de concreto reforzado.

Conforme a las características del sistema estructural se decidió que la cimentación fuera a base de zapatas corridas de concreto reforzado. Para el diseño de estas se tomó la capacidad de carga estipulada por el reglamento de construcción de acuerdo al tipo de material existente en el terreno, debido a la falta de un estudio de mecánica de suelos.

A continuación se mencionan algunas especificaciones y características de los elementos estructurales:

- **Losas**
Todas las losas serán macizas, la losa de azotea y la del cuarto de servicio presentarán una pendiente mínima del 2% para el correcto desagüe de las aguas pluviales, para alcanzar dicha pendiente se utilizara relleno con material de banco (tepetate), el concreto para éstas será de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y su acero de refuerzo será a base de varillas corrugadas del No. 3 o 3/8" con un límite de fluencia $f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$; el agregado pétreo tendrá un tamaño máximo de 3/4".
- **Muros de carga**
Se elaborarán a base de tabique de barro rojo recocido de 7X14X28 cm, junteados con mortero clase I, su acabado final variara de acuerdo a su posición dentro del proyecto pudiendo ser esté azulejo, mortero o tirol de yeso.
- **Cimentación**
Ésta se elaborará con concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y acero de refuerzo con un límite de fluencia de $f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, los muros de enrase serán elaborados mediante bloques de concreto sólido (tabicón) de 10X14X28 cm junteado con mortero clase II.
- **Trabes**
Se elaborarán con concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, acero de refuerzo con un límite de fluencia de $f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y el agregado pétreo tendrá un tamaño máximo de 3/4".
- **Dalas**
Se deberá colocar una dala en todo extremo horizontal de muro y en huecos cuya dimensión exceda la cuarta parte de la longitud del muro en la dirección considerada, tendrán una dimensión mínima igual al espesor del muro. Se elaboraran con concreto de resistencia no menor a $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$, acero de refuerzo con un esfuerzo de fluencia de $f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y el agregado pétreo tendrá un tamaño máximo de 3/4".



- **Castillos**

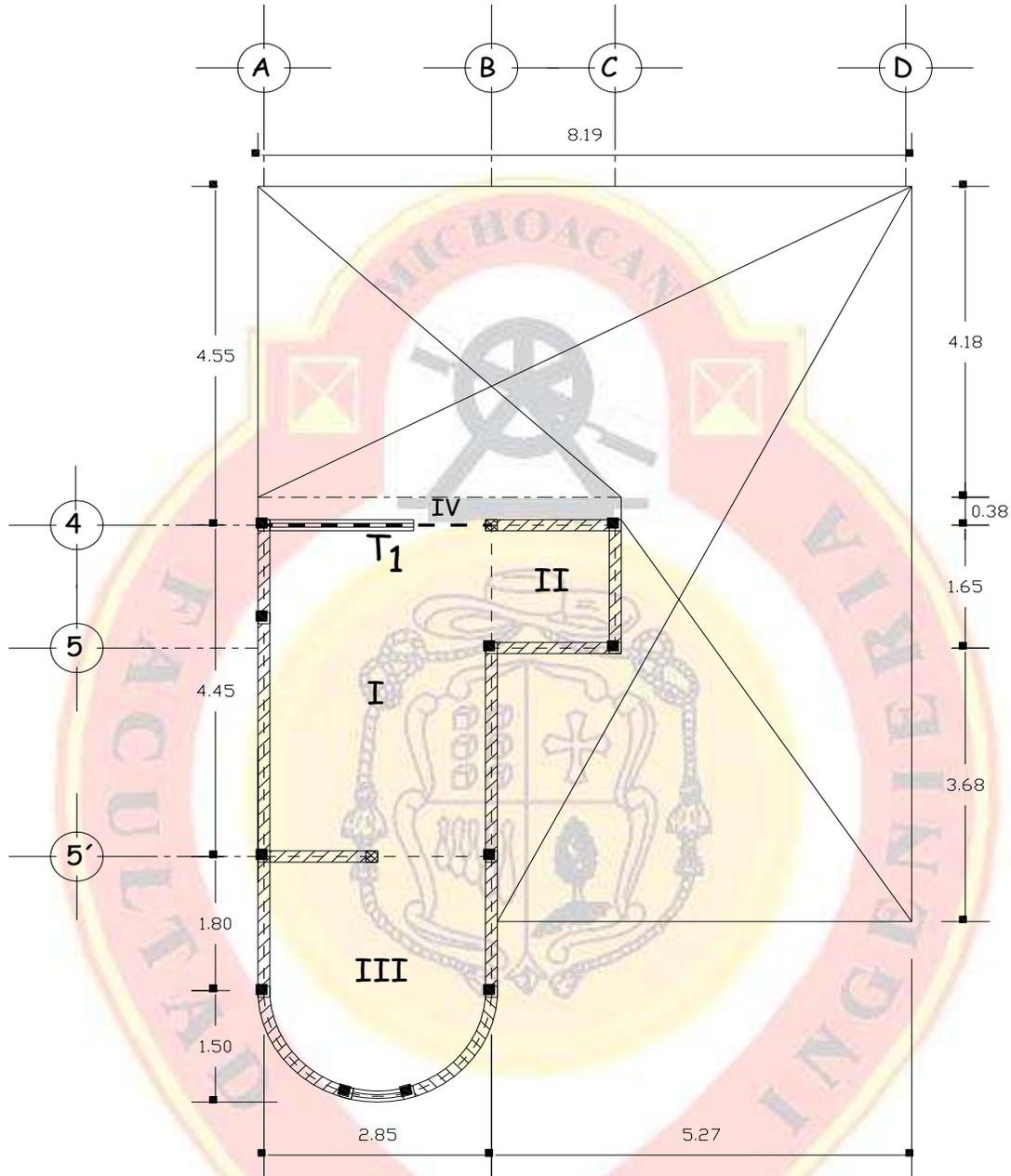
Deberán colocarse en los extremos e intersecciones de los muros y a una distancia no mayor a 3m entre cada uno, así como en todo perímetro de huecos cuya dimensión sea superior a la cuarta parte de la longitud del muro en la dirección considerada, tendrán una dimensión mínima igual al espesor del muro. Se elaborarán con concreto de resistencia no menor a $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$, acero de refuerzo con un esfuerzo de fluencia de $f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y el agregado pétreo tendrá un tamaño máximo de $\frac{3}{4}$ ".

- El mortero para la unión de tabiques y tabicones deberá cumplir con lo siguiente:
 1. Una relación volumétrica entre la arena y los cementantes entre 2.25 y 3.
 2. Por cada parte de cemento se usará la mitad de cemento de albañilería o bien la cuarta parte de cal.
 3. Se empleará la cantidad mínima de agua de un mortero trabajable.
- El recubrimiento medido a partir de la superficie externa de la varillas, será de 1.5 veces su diámetro, pero nunca menor que 2 cm. Cuando se utilicen paquetes de varillas, se usará el diámetro de la varilla más grande para el cálculo anterior.
- Rematar todos los estribos con un gancho de 10 cm de longitud, doblado con un ángulo exterior mínimo de 135° .



ESTRUCTURACIÓN





LOSA DE CUARTO DE SERVICIO

SIMBOLOGÍA:



MURO DE CARGA



VENTANA



TRABE

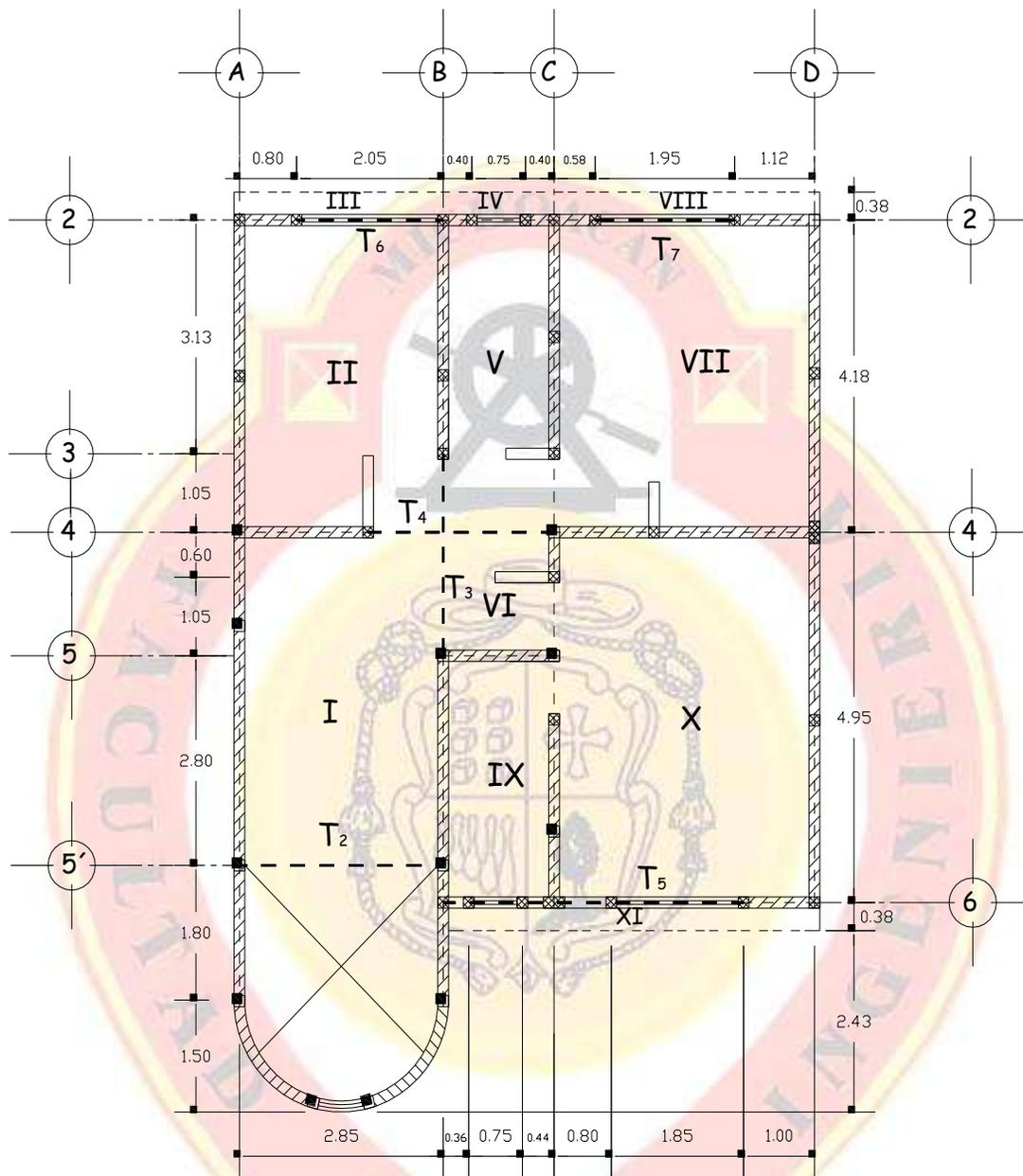


CASTILLO QUE CONTINUA EN PLANTA ALTA



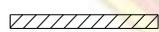
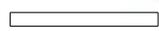
CASTILLO QUE NO CONTINUA EN PLANTA ALTA



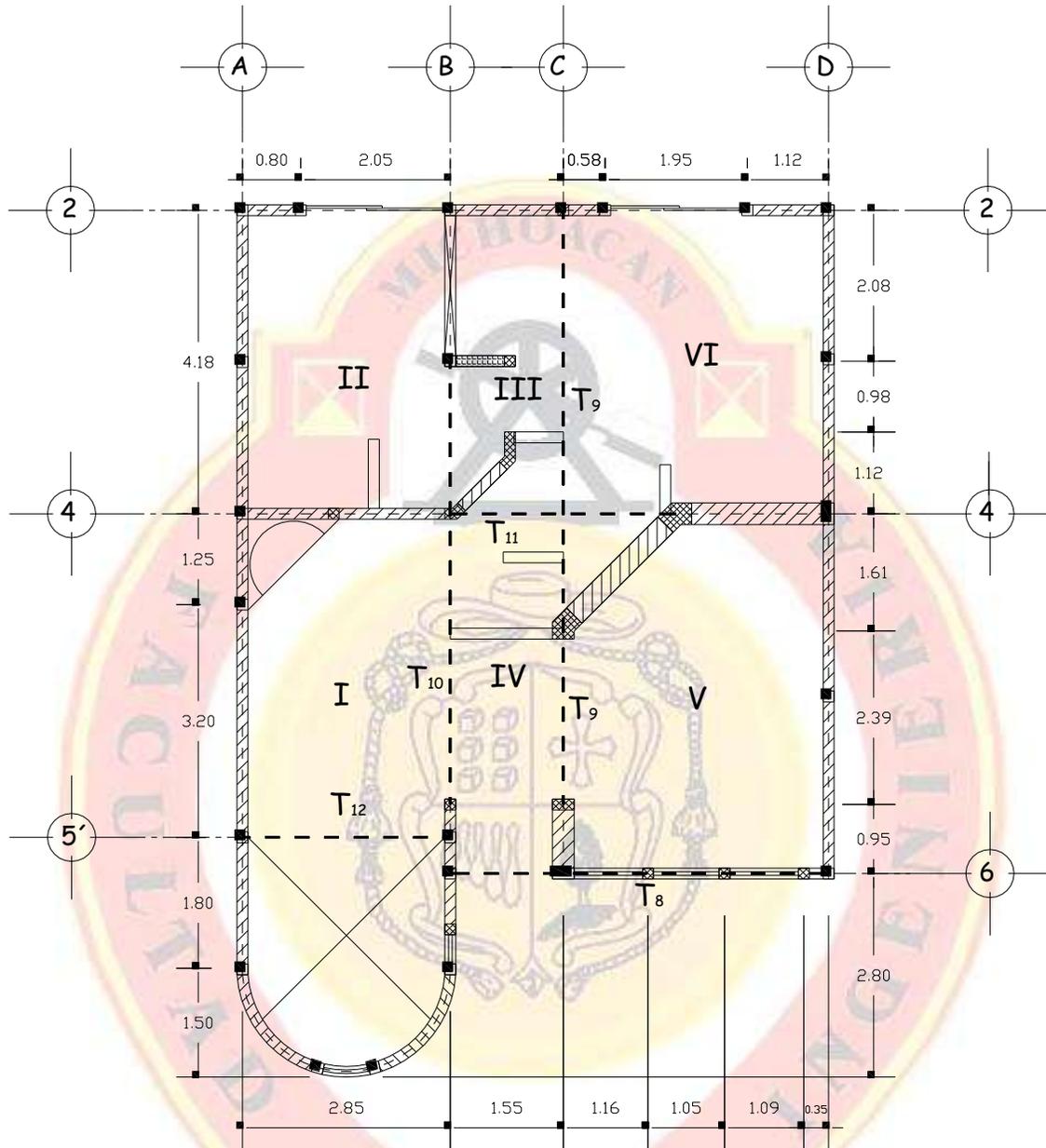


LOSA DE AZOTEA

SIMBOLOGÍA:

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





LOSA DE ENTREPISO

SIMBOLOGÍA:

-  MURO DIVISORIO
-  MURO DE CARGA
-  MURO DE PLANTA ALTA QUE DESCARGA SOBRE LA LOSA
-  VENTANA
-  TRABE
-  CASTILLO QUE CONTINUA EN PLANTA ALTA
-  CASTILLO QUE NO CONTINUA EN PLANTA ALTA



CAPÍTULO II

ANÁLISIS DE CARGAS



Cargas Estructurales

Debe entenderse como una carga estructural aquella que debe ser incluida en el cálculo de los elementos mecánicos (fuerzas, momentos, deformaciones, desplazamientos) de la estructura como sistema y/o de los elementos que la componen (losas, trabes, columnas, cimientos, etc.).

Las cargas estructurales son generalmente clasificadas como: cargas muertas, vivas y accidentales (de viento y sísmica).

➤ Cargas muertas.

Son aquellas que se mantienen en constante magnitud y con una posición fija durante la vida útil de la estructura; generalmente la mayor parte de las cargas muertas se deben al peso propio de la estructura. Estas cargas pueden calcularse con buena aproximación a partir de la configuración de diseño, de las dimensiones de la estructura y de la densidad del material. Para casas habitación, por lo general se toman como cargas muertas, rellenos, acabados de entresijos y cielos rasos, y se deja un margen para tener en cuenta cargas suspendidas como conductos, aparatos y accesorios de iluminación, etc. Consisten en los pesos de los diversos miembros estructurales y en los pesos de cualesquiera objetos que estén permanentemente unidos a la estructura, entre otros:

- Columnas
- Vigas
- Trabes
- Losas
- Muros
- Ventanas
- Plomería
- Instalaciones eléctricas y sanitarias

➤ Cargas vivas.

Las cargas vivas son cargas no permanentes producidas por materiales o artículos, e inclusive gente en permanente movimiento. Divisiones móviles y personas que entran y salen de una edificación pueden ser consideradas como carga vivas. Las cargas vivas son producidas por el uso y ocupación de la edificación y no deben incluir cargas ambientales tales como viento, sismo, ni la carga muerta. Constan principalmente de cargas de ocupación en la estructura, estas pueden estar aplicadas total o parcialmente o no estar presentes y también es posible cambiarlas de ubicación. Su magnitud y distribución son inciertas en determinado momento, y además sus máximas intensidades a lo largo de la vida útil de la estructura no se conocen con precisión. Son cargas variables en magnitud y posición debidas al funcionamiento propio de la estructura. Pueden ser causadas por los pesos de los objetos colocados temporalmente sobre una estructura, por ejemplo:

- Personal.
- Mobiliario.
- Equipo.



➡ Cambios de temperatura.

➡ **Cargas accidentales.**

Son aquellas que no se deben al funcionamiento normal de la estructura, pero que toman valores muy significativos solo durante breves periodos en la vida útil de la construcción. En esta clasificación se tiene los eventos naturales (sismo, viento) y las explosiones entre otras.

Viento: Son cargas dinámicas pero son aproximadas usando cargas estáticas equivalentes. La mayor parte de los edificios y puentes pueden utilizar este procedimiento cuasi-estático y sólo en casos especiales se requiere un análisis modal o dinámico.

La presión ocasionada por el viento es proporcional al cuadrado de la velocidad y debe ser calculada, principalmente, en las superficies expuestas de una estructura. Debido a la rugosidad de la tierra, la velocidad del viento es variable y presenta turbulencias. Sin embargo, se asume que la edificación asume una posición deformada debido a una velocidad constante y que vibra a partir de esta posición debido a la turbulencia. Las cargas dinámicas dependen de la ubicación de la estructura, de su altura, del área expuesta y de la posición. Las cargas de viento se manifiestan como presiones y succiones. En las NTC-Viento del RCDF se especifica el cálculo de estas presiones de acuerdo a las características de la estructura. En general ni se especifican normas de diseño para el efecto de huracanes o tornados, debido a que se considera incosteable el diseño contra estos efectos; sin embargo, se sabe que el detallado cuidadoso del refuerzo, y la unión de refuerzos en los sistemas de piso con muros mejora notablemente su comportamiento. Cuando las estructuras impiden el flujo del viento, la energía cinética de éste reconvierte en energía potencial de presión, lo que causa la carga de viento. El efecto del viento sobre una estructura depende de la densidad y velocidad del aire, del ángulo de incidencia del viento, de la forma y de la rigidez de la estructura y de la rugosidad de su superficie.

Sismo: Las cargas sísmicas son cargas inerciales causadas por movimientos sísmicos, estas pueden ser calculadas teniendo en cuenta las características dinámicas del terreno, de la estructura (amortiguamiento masa y rigidez), y las aceleraciones esperadas. Son cargas dinámicas que también pueden ser aproximadas a cargas estáticas equivalentes. Los edificios pueden utilizar este procedimiento cuasi-estático, pero también se puede utilizar un análisis modal o dinámico. Los sismos producen cargas sobre una estructura por medio de la interacción del movimiento del suelo y las características de respuesta de la estructura. Esas cargas resultan de la distorsión en la estructura causada por el movimiento del suelo y la resistencia lateral de ésta. Sus magnitudes dependen de la velocidad y tipo de aceleraciones del suelo, así como de la masa y rigidez de la estructura.



ANÁLISIS DE CARGAS

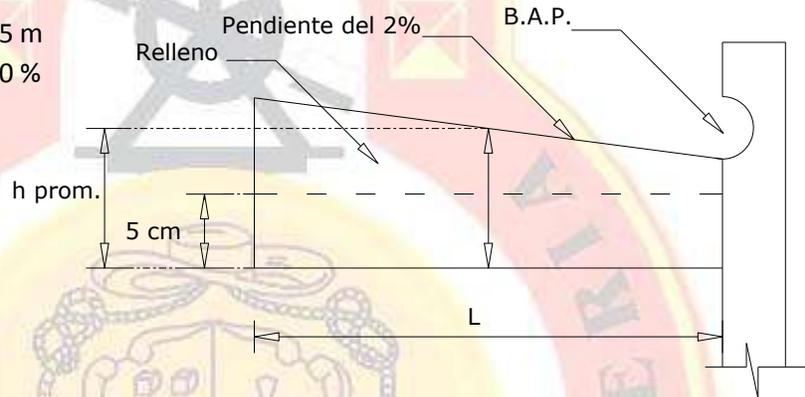
CÁLCULO DEL ESPESOR PROMEDIO DE RELLENO PARA LA LOSA DE CUARTO DE SERVICIO

Para la obtención del espesor promedio de relleno (h_{prom}), se mide la distancia de la B.A.P. al punto más lejano del escurrimiento, considerando una pendiente del 2% para el correcto desagüe de las aguas pluviales y tomando en consideración que el espesor mínimo será de 5 cm de acuerdo a lo establecido en el Art. 157 del RCDF.

Datos:

Longitud (L) = 4.45 m

Pendiente = 2.00 %



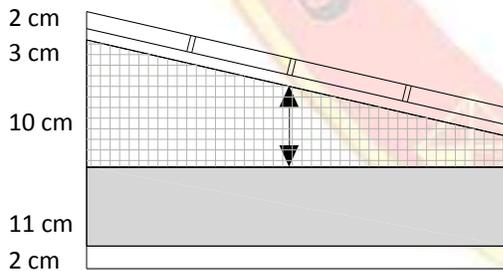
De acuerdo a la figura anterior podemos deducir la fórmula para la obtención del espesor promedio:

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

Sustituyendo en la expresión tenemos que: **$h_{prom} = 9.45 \text{ cm}$**

Para cuestiones prácticas tomaremos un espesor promedio de relleno de 10 cm.

LOSA DE CUARTO DE SERVICIO



MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL. (ton/m ³)	PESO TOT. (ton/m ²)
Enladrillado	0.02	1.50	0.030
Mortero	0.03	2.10	0.063
Relleno de tepetate	0.10	1.60	0.160
Losa de concreto	0.11	2.40	0.264
Recubrimiento de yeso	0.02	1.50	0.030
$\Sigma CM =$			0.547

Cargas permanentes

CM = 0.547 ton/m²

Cad = 0.040 ton/m²

CV = $\frac{0.100}{2}$ ton/m²

CT = **0.687 ton/m²**

Cargas permanentes + accidentales

CM = 0.547 ton/m²

Cad = 0.040 ton/m²

CV = $\frac{0.070}{2}$ ton/m²

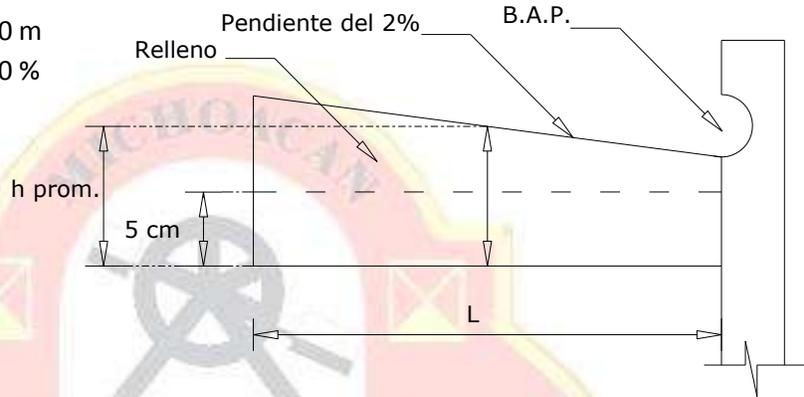
CT = **0.657 ton/m²**



CÁLCULO DEL ESPESOR PROMEDIO DE RELLENO PARA LA LOSA DE AZOTEA HORIZONTAL

Datos:

Longitud (L) = 4.90 m
 Pendiente = 2.00 %



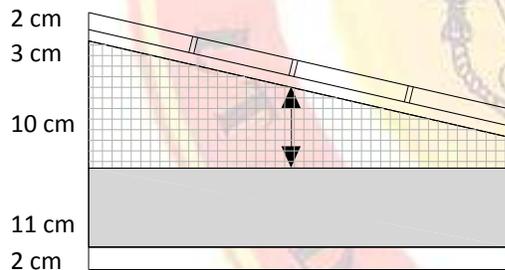
De acuerdo a la figura anterior podemos deducir la formula para la obtención del espesor promedio:

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

Sustituyendo en la expresión tenemos que: **h prom = 9.90 cm**

Para cuestiones prácticas tomaremos un espesor promedio de relleno de 10 cm.

LOSA DE AZOTEA HORIZONTAL



MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL. (ton/m ³)	PESO TOT. (ton/m ²)
Enladrillado	0.02	1.50	0.030
Mortero	0.03	2.10	0.063
Relleno de tepetate	0.10	1.60	0.160
Losa de concreto	0.11	2.40	0.264
Recubrimiento de yeso	0.02	1.50	0.030
ΣCM =			0.547

Cargas permanentes

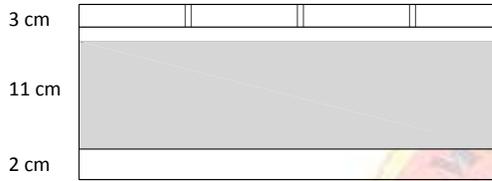
CM = 0.547 ton/m²
 Cad = 0.040 ton/m²
 CV = 0.100 ton/m²
 CT = **0.687** ton/m²

Cargas permanentes + accidentales

CM = 0.547 ton/m²
 Cad = 0.040 ton/m²
 CV = 0.070 ton/m²
 CT = **0.657** ton/m²



LOSA DE ENTREPISO DEL CUARTO DE SERVICIO



MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL. (ton/m ³)	PESO TOT. (ton/m ²)
Piso	-	-	0.035
Mortero	0.03	2.10	0.063
Losa	0.11	2.40	0.264
Plafón de yeso	0.02	1.50	0.030
ΣCM =			0.392

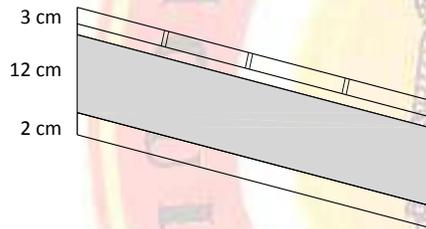
Cargas permanentes

$$\begin{aligned} CM &= 0.392 \text{ ton/m}^2 \\ Cad &= 0.040 \text{ ton/m}^2 \\ CV &= \underline{0.170} \text{ ton/m}^2 \\ CT &= \mathbf{0.602} \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Cargas permanentes + accidentales

$$\begin{aligned} CM &= 0.392 \text{ ton/m}^2 \\ Cad &= 0.040 \text{ ton/m}^2 \\ CV &= \underline{0.090} \text{ ton/m}^2 \\ CT &= \mathbf{0.522} \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

LOSA DE AZOTEA INCLINADA



MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL. (ton/m ³)	PESO TOT. (ton/m ²)
Teja	-	-	0.050
Mortero	0.03	2.10	0.063
Losa de concreto	0.12	2.40	0.288
Recubrimiento de yeso	0.02	1.50	0.030
ΣCM =			0.431

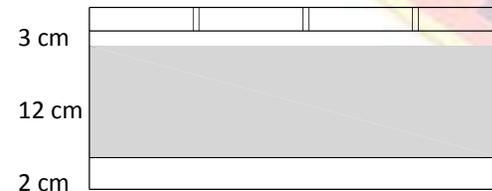
Cargas permanentes

$$\begin{aligned} CM &= 0.431 \text{ ton/m}^2 \\ Cad &= 0.040 \text{ ton/m}^2 \\ CV &= \underline{0.030} \text{ ton/m}^2 \\ CT &= \mathbf{0.501} \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Cargas permanentes + accidentales

$$\begin{aligned} CM &= 0.431 \text{ ton/m}^2 \\ Cad &= 0.040 \text{ ton/m}^2 \\ CV &= \underline{0.020} \text{ ton/m}^2 \\ CT &= \mathbf{0.491} \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

LOSA DE ENTREPISO



MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL. (ton/m ³)	PESO TOT. (ton/m ²)
Piso	-	-	0.035
Mortero	0.03	2.10	0.063
Losa	0.12	2.40	0.288
Plafón de yeso	0.02	1.50	0.030
ΣCM =			0.416



Cargas permanentes

$$\begin{aligned} CM &= 0.416 \text{ ton/m}^2 \\ Cad &= 0.040 \text{ ton/m}^2 \\ CV &= \underline{0.170} \text{ ton/m}^2 \\ CT &= \underline{0.626} \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Cargas permanentes + accidentales

$$\begin{aligned} CM &= 0.416 \text{ ton/m}^2 \\ Cad &= 0.040 \text{ ton/m}^2 \\ CV &= \underline{0.090} \text{ ton/m}^2 \\ CT &= \underline{0.546} \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

CARGA EN EL TABLERO DEL TINACO (Tablero V)

Se tiene un Tinaco Rotoplas con capacidad de 1100 lts. el cual esta montado sobre una losa de concreto de 1.30 X 1.30m la cual a su vez descansa sobre 2 muros de tabique de 1.30 X 1.30m.

$$\text{Área de la losa} = 1.30 \times 1.30 = 1.69\text{m}^2$$

$$\text{Peso de la losa} = 2.4 \text{ ton/m}^3 * 0.10\text{m} * 1.69\text{m}^2 = 0.406 \text{ ton}$$

$$\text{Área de la muro} = 1.30 \times 1.30 = 1.69\text{m}^2$$

$$\text{Peso de los muros} = 2(0.180 \text{ ton/m}^3 \times 1.69\text{m}^2) = 0.608 \text{ ton}$$

Peso total:

$$\text{Peso del Tinaco} = 0.027 \text{ ton}$$

$$\text{Peso del agua} = 1.100 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de losa} = 0.406 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de muros} = \underline{0.608 \text{ ton}}$$

$$PT = 2.141 \text{ ton}$$

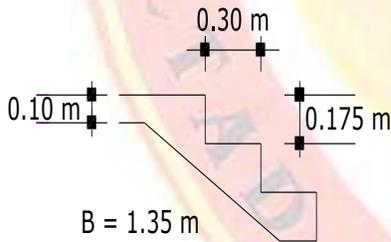
$$\text{Área del tablero} = 1.55 \times 4.18 = 6.479 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso del Tinaco por m}^2 = 2.141 / 6.479 = 0.330 \text{ ton/m}^2$$

$$CT = \underline{0.687} + \underline{0.330} = \underline{1.017 \text{ ton/m}^2}$$

ESCALERA

Para el análisis de la escalera tomaremos la escalera de la planta alta, ya que por ser el nivel con mayor altura es más desfavorable con respecto a la de la planta baja que es de menor peralte.



MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL. (ton/m³)	PESO TOT. (ton/m²)
Piso	0.02		0.035
Mortero	0.02	2.10	0.042
Escalón de ladrillo	0.0875	1.50	0.131
Losa de concreto	0.10	2.40	0.240
Recubrimiento de yeso	0.02	1.50	0.030
$\Sigma CM =$			0.478

Cargas permanentes

$$\begin{aligned} CM &= 0.478 \text{ ton/m}^2 \\ Cad &= 0.040 \text{ ton/m}^2 \\ CV &= \underline{0.350} \text{ ton/m}^2 \\ CT &= \underline{0.868} \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Cargas permanentes + accidentales

$$\begin{aligned} CM &= 0.478 \text{ ton/m}^2 \\ Cad &= 0.040 \text{ ton/m}^2 \\ CV &= \underline{0.150} \text{ ton/m}^2 \\ CT &= \underline{0.668} \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$



CAPÍTULO III

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSAS



Análisis y diseño estructural de losas.

Las losas son elementos estructurales, en los que la tercera dimensión (peralte) es pequeña comparada con las otras dos dimensiones básicas. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares al plano principal de las mismas, por lo que su comportamiento está dominado por la flexión.

Se consideran como uno de los elementos más delicados en la construcción de vivienda, ya que una colocación incorrecta del acero de refuerzo puede llevarla al colapso sin necesidad de que sobrevenga un sismo. Es por esto que de la buena construcción y el terminado de la losa, dependen la seguridad de la vivienda y el bienestar de aquellas personas que la van a habitar.

Funciones de las losas:

Función arquitectónica: Separa unos espacios verticales formando los diferentes pisos de una construcción; para que esta función se cumpla de una manera adecuada, la losa debe garantizar el aislamiento del ruido, del calor y de visión directa, es decir, que no deje ver las cosas de un lado a otro.

Función estructural: Las losas deben ser capaces de sostener las cargas de servicio como el mobiliario y las personas, lo mismo que su propio peso y el de los acabados como pisos y revoques. Además forman un diafragma rígido intermedio, para atender la función sísmica del conjunto.

Tipos de losas:

a) En función de su manera de apoyo: perimetralmente apoyadas y planas.

Las losas apoyadas perimetralmente son aquellas que están apoyadas sobre vigas o muros en sus cuatro lados, y que por tanto trabajan en dos direcciones, a diferencia de las losas en una dirección que, estructuralmente sólo se apoyan en dos extremos. Las losas planas, son aquellas que se apoyan directamente sobre las columnas, sin existir ninguna trabe entre columna y columna.

b) De acuerdo al tipo de material del que están elaboradas: Macizas y aligeradas.

Cuando el concreto ocupa todo el espesor de la losa se denomina *Losa Maciza*, y cuando parte del volumen de la losa es ocupado por materiales más ligeros o espacios vacíos se denomina *Losa Aligerada*.

c) Según la dirección de carga: Unidireccionales y Bidireccionales.

Unidireccionales: Son aquellas en que la carga se transmite en una dirección hacia los muros de carga; son generalmente losas rectangulares en las que un lado mide por lo menos 2 veces más que el otro.



Bidireccionales: Cuando se dispone de muros de carga o vigas en los cuatro costados de la losa y la relación entre la dimensión mayor y la menor del lado de la losa es de 2 o menos, se utilizan losas reforzadas en dos direcciones.

De acuerdo a la clasificación anterior y en base al sistema estructural que tenemos en nuestro proyecto, las losas serán macizas del tipo bidireccional, las cuales se diseñaran mediante el método de los coeficientes, el cual contempla losas coladas monolíticamente con los apoyos y losas no coladas monolíticamente con los apoyos.

Los momentos flexionantes de diseño se calculan haciendo uso de tablas, bajo las siguientes limitaciones.

- Los tableros son aproximadamente rectangulares.
- La distribución de las cargas es aproximadamente uniforme en cada tablero.
- Los momentos flexionantes en el apoyo común de dos tableros difieren entre si en una cantidad no mayor del 50% del menor de ellos.
- La relación entre carga viva y muerta no es mayor de 2.5 para losas monolíticas con sus apoyos, ni mayor de 1.5 en otras circunstancias.

A continuación se describe paso a paso la manera en cómo se efectuó el cálculo de las losas por el método mencionado anteriormente.

- Analizar y determinar el tablero más desfavorable en cada nivel, en base a sus dimensiones, sus lados discontinuos y las cargas que actúan sobre él.
- Revisión del peralte mínimo.
Se recomienda iniciar el diseño fijando un peralte que garantice que no se presentarán deflexiones excesivas, para lo cual las NTC proponen utilizar la siguiente expresión para concreto clase I que es el que utilizaremos en nuestro caso:

$$d_{min} = \frac{\text{perímetro}}{250} \left(0.032^4 \sqrt{f_s \cdot W} \right)$$

En este cálculo, la longitud de lados discontinuos se incrementará 50 por ciento si los apoyos de la losa no son monolíticos con ella, y 25 por ciento cuando lo sean.

- Obtención de los coeficientes.

Los coeficientes se obtienen de la tabla 6.1 de las NTC-2001, para lo cual se requiere conocer:

- La relación entre los lados del tablero $m = a_1/a_2 = \text{lado corto/lado largo}$.
- La forma del apoyo del tablero: *caso I = monolítico, caso II = no monolítico*. Para nuestro cálculo tomaremos el caso II; ya que la losa no fue colada conjuntamente con sus apoyos sino de manera independiente.
- Condiciones de continuidad de los bordes.



Para obtener el coeficiente se entra a la tabla con el valor de m , estableciendo el tipo de apoyo y las condiciones de continuidad. En caso de que el valor de m no se encuentre de manera directa en la tabla se deberá realizar una interpolación.

Tablero	Momento	Claro	Relación de lados corto a largo, $m = a_1/a_2$													
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0	
			I ²	II ³	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
Interior Todos los bordes continuos	Neg. en bordes interiores	corto	998	1018	553	565	489	498	432	438	381	387	333	338	288	292
		largo	516	544	409	431	391	412	371	388	347	361	320	330	288	292
	Positivo	corto	630	668	312	322	268	276	228	236	192	199	158	164	126	130
		largo	175	181	139	144	134	139	130	135	128	133	127	131	126	130
De borde Un lado corto discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	998	1018	568	594	506	533	451	478	403	431	357	388	315	346
		largo	516	544	409	431	391	412	372	392	350	369	326	341	297	311
	Neg. en bordes dis.	largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
		corto	630	668	329	356	292	306	240	261	202	219	167	181	133	144
Positivo	largo	179	187	142	149	137	143	133	140	131	137	129	136	129	135	
	corto	751	912	334	366	285	312	241	263	202	218	164	175	129	135	
largo discontinuo	largo	185	200	147	158	142	153	138	149	135	146	134	145	133	144	
	corto	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0	
Positivo	corto	751	912	334	366	285	312	241	263	202	218	164	175	129	135	
	largo	185	200	147	158	142	153	138	149	135	146	134	145	133	144	
De esquina Dos lados adyacentes discontinuos	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	598	653	530	582	471	520	419	464	371	412	324	364
		largo	600	713	475	564	455	541	429	506	394	457	360	410	324	364
	Neg. en borde discontinuos	corto	651	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0
		largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
Positivo	corto	751	912	358	416	306	354	259	298	216	247	176	199	137	153	
	largo	191	212	152	168	146	163	142	158	140	156	138	154	137	153	
Extremo Tres bordes discontinuos un lado largo continuo	Neg. en borde cont.	corto	1060	1143	970	1070	890	1010	810	940	730	870	650	790	570	710
		largo	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710
	Neg. en bordes disc.	corto	651	0	370	0	340	0	310	0	280	0	250	0	220	0
		largo	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0
Positivo	corto	751	912	730	800	670	760	610	710	550	650	490	600	430	540	
	largo	185	200	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520	
Extremo Tres bordes discontinuos un lado corto continuo	Neg. en borde cont.	largo	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710
		corto	570	0	480	0	420	0	370	0	310	0	270	0	220	0
	Neg. en borde disc.	largo	330	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0
		corto	1100	1670	960	1060	840	950	730	850	620	740	540	660	430	520
Positivo	largo	200	250	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540	
	corto	1100	1670	960	1060	840	950	730	850	620	740	540	660	430	520	
Aislado Cuatro lados discontinuos	Neg. en bordes discontinuos	corto	570	0	550	0	530	0	470	0	430	0	380	0	330	0
		largo	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0
	Positivo	corto	1100	1670	830	1380	800	1330	720	1190	640	1070	570	950	500	830
		largo	200	250	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830

4. Cálculo de los momentos últimos.

Con los coeficientes obtenidos se calcula el valor del momento por unidad de ancho en la franja central del tablero, de la siguiente manera:

$$Mu = Fc \cdot Coef \times 10^{-4} \cdot w \cdot a_1^2$$



Cuando los momentos obtenidos en el borde común de dos tableros adyacentes sean distintos, se distribuirán dos tercios del momento de desequilibrio entre los dos tableros si éstos son monolíticos con sus apoyos, o la totalidad de dicho momento si no lo son

Para la distribución se supondrá que la rigidez del tablero es: $k = \frac{d^3}{a_1}$

El factor de distribución se obtiene como: $f_d = \frac{k_i}{\sum k_i}$

5. Diseño por flexión.

Con el momento último obtenido en este método se calcula el área de acero y la separación de las varillas que habrán de cubrirla.

El refuerzo obtenido deberá ser mayor que el mínimo por temperatura.

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

Para calcular la separación de las barras se puede aplicar: $s = \frac{100 a_o}{A_s}$

La separación no deberá exceder de 50 cm ni de $3.5 x_1$.

6. Revisión del peralte por cortante.

Debe revisarse que el cortante resistente (V_{CR}) sea mayor o igual al cortante último (V_u).

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f^* c} \geq V_u = 1.15 \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) W_u$$

7. Dibujar el detalle del armado de la losa.



ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA LOSA DE CUARTO DE SERVICIO

DATOS DE DISEÑO:

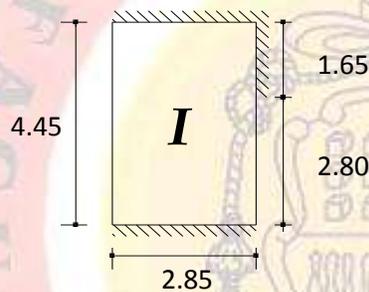
$$\begin{aligned} f'c &= 250 \text{ kg/cm}^2 & f_s &= 0.6f_y \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 & f_s &= 2520 \text{ kg/cm}^2 \\ w &= 687 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

A.- DISEÑO

Se tomará el tablero I que es el más desfavorable para la losa.

REVISIÓN DEL PERALTE MÍNIMO:

$$d_{\min} = \frac{\text{perímetro}}{250} \left(0.032 \sqrt[4]{f_s \cdot W} \right)$$



$$\begin{aligned} \text{Perímetro} &= 1.65 + 2.85 + 2.85 + 1.50 (4.45 + 2.80) = 18.23 \text{ m} \\ \text{Perímetro} &= 1823 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$d_{\min} = \frac{1823}{250} \left(0.032 \sqrt[4]{2520 \cdot 687} \right) = 8.46 \text{ cm}$$

$$\text{Espesor total, } H = d_{\min} + \text{recubrimiento} = 10.46 \text{ cm}$$

Por lo tanto se tomará:

$$\begin{aligned} d &= 9.00 \text{ cm} \\ H &= 11.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

Nota: Para el análisis de cargas se había propuesto un $H = 11 \text{ cm}$ y de acuerdo a lo calculado el H propuesto cumple.



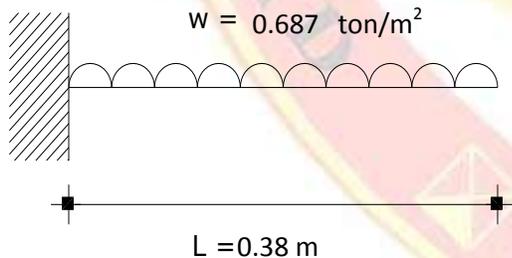
CÁLCULO DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO

TABLERO	MOMENTO	CLARO	COEFICIENTE	Mu (ton-m)	Mu ajustado (ton-m)	S (cm)
I	Negativo de bordes interiores	Corto	467.30	0.365	0.268	
		Largo	495.61	0.387	0.471	
	Negativo de bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000		
		Largo	0.00	0.000		
	Positivo	Corto	292.18	0.228		
		Largo	151.38	0.118		
II	Negativo de bordes interiores	Corto	393.09	0.091	0.268	
		Largo	391.88	0.091		
	Negativo de bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000		
		Largo	0.00	0.000		
	Positivo	Corto	180.88	0.042		
		Largo	153.61	0.035		
III	Negativo de bordes interiores	Corto	710.00	0.555	0.471	
		Largo	0.00	0.000		
	Negativo de bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000		
		Largo	0.00	0.000		
	Positivo	Corto	689.09	0.538		
		Largo	540.00	0.422		
IV	Negativo de bordes interiores	Corto		0.069	0.073	
		Largo		0.000		
	Negativo de bordes discontinuos	Corto		0.000		
		Largo		0.000		
	Positivo	Corto		0.000		
		Largo		0.000		

1.4

$$Mu = Fc \cdot Coef \times 10^{-4} \cdot w \cdot a_1^2$$

Para la obtención del momento último (Mu) del tablero IV, se tomo un franja central ya que como es un volado se considera que sólo trabaja en una dirección y por lo tanto se analizará como viga empotrada de un extremo y libre en el otro.



Cálculo del momento máximo (Mmáx) que actúa en El empotramiento (claro corto):

$$M \text{ máx} = \frac{w l^2}{2}$$

Sustituyendo en la expresión anterior tenemos que:

$$M \text{ máx} = 0.050 \text{ ton-m}$$

Para ajustar el momento obtenido anteriormente con el tablero adyacente tenemos que calcular el momento último (Mu) mediante la siguiente expresión:

$$Mu = Fc M \text{ máx} = 1.4 M \text{ máx}$$

$$Mu = 0.069 \text{ ton-m}$$



AJUSTE DEL MOMENTO EN TABLEROS ADYACENTES

Cálculo de la rigidez en los tableros

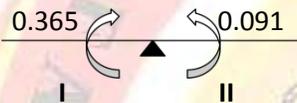
TABLERO	d (cm)	a ₁ (cm)	K (kg/cm ²)
I	9.00	285	2.558
II	9.00	155	4.703
III	9.00	285	2.558
IV	9.00	38	19.184

$$k = \frac{d^3}{a_1}$$

Fórmula para el Cálculo del Factor de distribución (f_d):

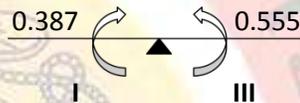
$$f_d = \frac{k_i}{\sum k_i}$$

Tablero I - II



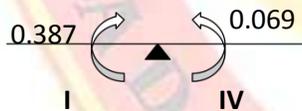
K	2.558	4.703
f _d	0.352	0.648
Me	0.365	-0.091
M _d	0.274	
M _{dist.}	-0.097	-0.178
M_{ajus}	0.268	-0.268

Tablero I - III



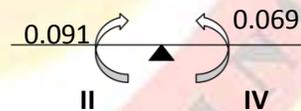
K	2.558	2.558
f _d	0.500	0.500
Me	0.387	-0.555
M _d	-0.167	
M _{dist.}	0.084	0.084
M_{ajus}	0.471	-0.471

Tablero I - IV



K	2.558	19.184
f _d	0.118	0.882
Me	0.387	-0.069
M _d	0.318	
M _{dist.}	-0.037	-0.281
M_{ajus}	0.350	-0.350

Tablero II - IV



K	2.558	0.387
f _d	0.869	0.131
Me	0.091	-0.069
M _d	0.022	
M _{dist.}	-0.019	-0.003
M_{ajus}	0.072	-0.072



A.1.- DISEÑO POR FLEXIÓN

Para Momento negativo (M -)

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

$$\underline{\text{Mu (-)} = 0.471 \text{ ton} \cdot \text{m}}$$

DATOS DE DISEÑO:

Mu (-) = 47092 kg-m
 f''c = 170 kg/cm²
 fy = 4200 Kg/cm²
 FR = 0.9
 b = 100 cm
 d = 9.00 cm

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

Sustituyendo los valores en la formula anterior tenemos que:

$$A_s = 1.412 \text{ cm}^2$$

Comparación con el área de acero mínimo:

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

$$A_{st} = \frac{660 (9)}{4200 (9 + 100)} (100) = 1.30 \text{ cm}^2$$

As > As mín

Por lo tanto se usará As = 1.412 cm²

Separación; proponiendo varillas del # 3 a_o = 0.71 cm²

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

$$s = \frac{100 (0.71)}{1.412} = 50.30 \text{ cm}$$

S máx = 3.5 X₁

$$S \text{ máx} = 3.50 (9) = 31.50 \text{ cm}$$

S mín = 6.00 cm

Como S > S máx:

Se usarán varillas del # 3 @ 30.00 cm c.a.c.



Para Momento positivo (M +)

Se toma el momento mayor, que en este caso corresponde al que se presenta en el lado corto del Tablero III.

$$\underline{Mu (+) = 0.538 \text{ ton} \cdot \text{m}}$$

DATOS DE DISEÑO:

- Mu (-) = 53833 kg-m
- f'c = 170 kg/cm²
- fy = 4200 Kg/cm²
- FR = 0.9
- b = 100 cm
- d = 9.00 cm

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

Sustituyendo los valores en la formula anterior tenemos que:

$$As = 1.618 \text{ cm}^2$$

Comparación con el área de acero mínimo:

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

$$A_{st} = \frac{660 (9)}{4200 (9 + 100)} (100) = 1.30 \text{ cm}^2$$

As > As mín

Por lo tanto se usará As = 1.618 cm²

Separación; proponiendo varillas del # 3 a_o = 0.71 cm²

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

$$s = \frac{100 (0.71)}{1.618} = 43.87 \text{ cm}$$

S máx = 3.5 X₁

$$S \text{ máx} = 3.50 (9) = 31.50 \text{ cm}$$

S mín = 6.00 cm

Como S > S máx:

Se usarán varillas del # 3 @ 30.00 cm c.a.c.



A.2.- REVISIÓN POR CORTANTE

Se revisará el Tablero I por ser el más desfavorable:

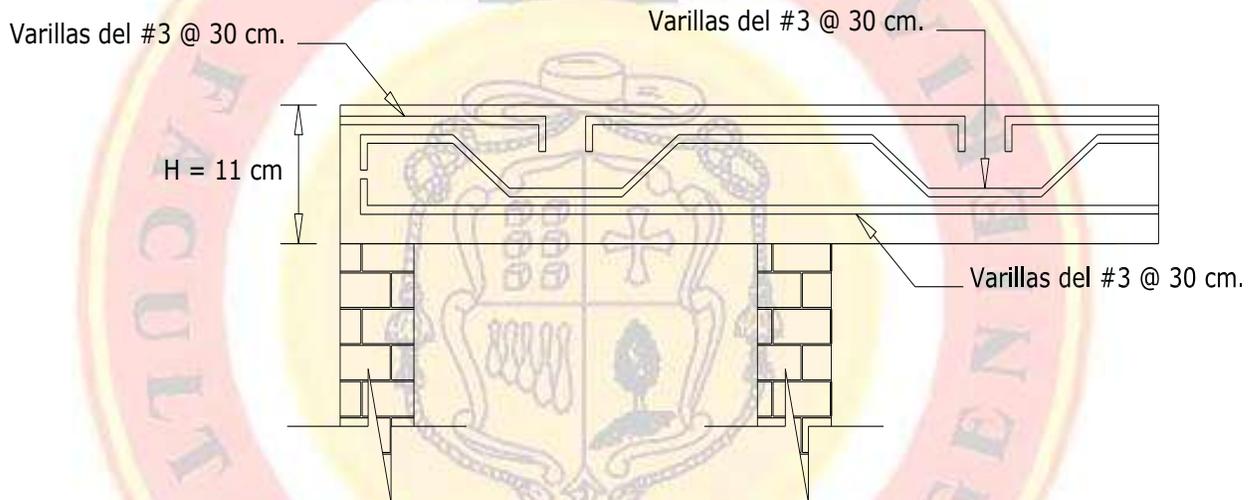
$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f^* c} \quad V_u = 1.15 \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) W_u$$

$$V_{cr} = 5.091 \text{ ton}$$

$$V_u = 0.930 \text{ ton}$$

$V_{cr} > V_u$ ∴ Se acepta el peralte ya que es adecuado para resistir el cortante último.

A.3.- CROQUIS DE ARMADO



ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA LOSA DE AZOTEA

Para el diseño de la losa de Azotea se tomará en cuenta que del tablero I al VIII la losa es horizontal y del tablero IX al XI es inclinada a una agua; por lo que se diseñara para el tablero más desfavorable de cada caso y para los tableros del entrepiso del cuarto de servicio (tableros I y VI).

DATOS DE DISEÑO:

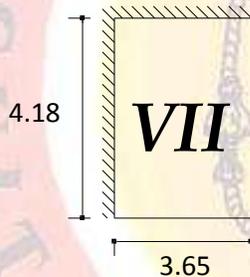
$$\begin{aligned} f'c &= 250 \text{ kg/cm}^2 & f_s &= 0.6f_y \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 & f_s &= 2520 \text{ kg/cm}^2 \\ w &= 687 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

A.- DISEÑO PARA TABLEROS HORIZONTALES

Se tomará el tablero VII que es el más desfavorable para la losa.

REVISIÓN DEL PERALTE MÍNIMO:

$$d_{min} = \frac{\text{perímetro}}{250} \left(0.032 \sqrt[4]{f_s \cdot W} \right)$$



$$\text{Perímetro} = 4.18 + 3.65 + 1.50 (4.18 + 3.65) = 19.05 \text{ m}$$

$$\text{Perímetro} = 1905 \text{ cm}$$

$$d_{min} = \frac{1905}{250} \left(0.032 \sqrt[4]{2520 \cdot 687} \right) = 8.84 \text{ cm}$$

$$\text{Espesor total, } H = d \text{ mín} + \text{recubrimiento} = 10.84 \text{ cm}$$

Por lo tanto se tomará:

$$\begin{aligned} d &= 9.00 \text{ cm} \\ H &= 11.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

Nota: Para el análisis de cargas se había propuesto un $H = 11 \text{ cm}$ y de acuerdo a lo calculado el H propuesto cumple.



CÁLCULO DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO

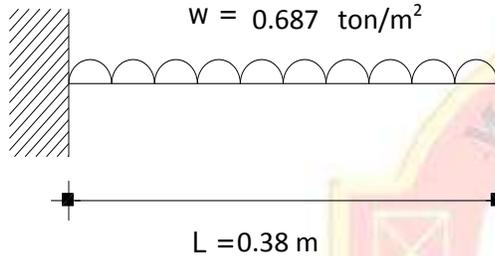
	TABLERO	MOMENTO	CLARO	COEFICIENTE	Mu (ton-m)	Mu ajustado (ton-m)	S (cm)
I	a1 = 2.85 a2 = 4.45 m = 0.64 w = 0.602	Negativo de bordes interiores	Corto	556.92	0.381	0.275	
			Largo	526.84	0.361	0.367	
		Negativo de bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000		
			Largo	0.00	0.000		
		Positivo	Corto	331.35	0.227		
			Largo	160.98	0.110		
II	a1 = 2.85 a2 = 4.18 m = 0.68 w = 0.687	Negativo de bordes interiores	Corto	476.82	0.373	0.338	
			Largo	477.82	0.373	0.367	
		Negativo de bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000		
			Largo	0.00	0.000		
		Positivo	Corto	271.91	0.212		
			Largo	149.73	0.117		
III	a1 = 0.38 a2 = 2.85 m = 0.13 w = 0.687	Negativo de bordes interiores	Corto		0.069	0.338	
			Largo				
		Negativo de bordes discontinuos	Corto				
			Largo				
		Positivo	Corto				
			Largo				
IV	a1 = 0.38 a2 = 1.55 m = 0.25 w = 0.687	Negativo de bordes interiores	Corto		0.069	0.140	
			Largo				
		Negativo de bordes discontinuos	Corto				
			Largo				
		Positivo	Corto				
			Largo				
V	a1 = 1.55 a2 = 4.18 m = 0.37 w = 1.017	Negativo de bordes interiores	Corto	682.04	0.233	0.410	
			Largo	460.20	0.157	0.140	
		Negativo de bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000		
			Largo	0.00	0.000		
		Positivo	Corto	411.40	0.141		
			Largo	153.56	0.053		
VI	a1 = 1.55 a2 = 1.65 m = 0.94 w = 0.602	Negativo de bordes interiores	Corto	393.09	0.080	0.275	
			Largo	391.88	0.079	0.118	
		Negativo de bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000		
			Largo	0.00	0.000		
		Positivo	Corto	180.88	0.037		
			Largo	153.61	0.031		
VII	a1 = 3.65 a2 = 4.18 m = 0.87 w = 0.687	Negativo de bordes interiores	Corto	379.00	0.486	0.410	
			Largo	395.25	0.506	0.465	
		Negativo de bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000		
			Largo	0.00	0.000		
		Positivo	Corto	186.52	0.239		
			Largo	145.27	0.186		
VIII	a1 = 0.38 a2 = 3.65 m = 0.10 w = 0.687	Negativo de bordes interiores	Corto		0.069	0.465	
			Largo				
		Negativo de bordes discontinuos	Corto				
			Largo				
		Positivo	Corto				
			Largo				

$$Mu = Fc \cdot Coef \times 10^{-4} \cdot w \cdot a_1^2$$

Nota: Los tableros del I al VIII son horizontales.



Para la obtención del momento último (M_u) del tablero III, V y VIII se tomo un franja central ya que como es un volado se considera que sólo trabaja en una dirección y por lo tanto se analizará como viga empotrada de un extremo y libre en el otro.



Cálculo del momento máximo ($M_{\text{máx}}$) que actúa en el empotramiento (claro corto):

$$M_{\text{máx}} = \frac{w l^2}{2}$$

Sustituyendo en la expresión anterior tenemos que:

$$M_{\text{máx}} = 0.050 \text{ ton-m}$$

Para ajustar el momento obtenido anteriormente con el tablero adyacente tenemos que calcular el momento último (M_u) mediante la siguiente expresión:

$$M_u = F_c M_{\text{máx}} = 1.4 M_{\text{máx}}$$

$$\mathbf{M_u = 0.069 \text{ ton-m}}$$

Nota: Se hizo un sólo cálculo ya que los tres tableros presentan el mismo peso (w) y la misma distancia (L).



AJUSTE DEL MOMENTO EN TABLEROS ADYACENTES

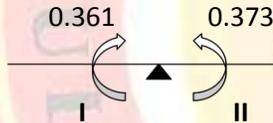
Cálculo de la rigidez en los tableros

TABLERO	d (cm)	a ₁ (cm)	K (kg/cm ²)
I	9.00	285	2.558
II	9.00	285	2.558
III	9.00	38	19.184
IV	9.00	38	19.184
V	9.00	155	4.703
VI	9.00	155	4.703
VII	9.00	365	1.997
VIII	9.00	38	19.184
IX	9.00	155	4.703
X	9.00	365	1.997
XI	9.00	38	19.184

$$k = \frac{d^3}{a_1}$$

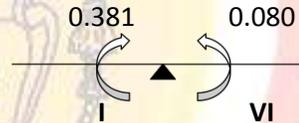
Fórmula para el Cálculo del Factor de distribución (f_d): $f_d = \frac{k_i}{\sum k_i}$

Tablero I - II



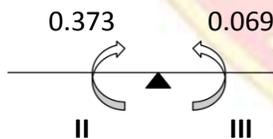
K	2.558	2.558
fd	0.500	0.500
Me	0.361	-0.373
Md	-0.013	
Mdist.	0.006	0.006
M ajus	0.367	-0.367

Tablero I - VI



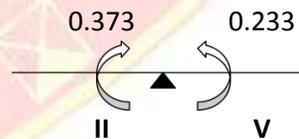
K	2.558	4.703
fd	0.352	0.648
Me	0.381	-0.080
Md	0.302	
Mdist.	-0.106	-0.195
M ajus	0.275	-0.275

Tablero II - III



K	2.558	19.184
fd	0.118	0.882
Me	0.373	-0.069
Md	0.304	
Mdist.	-0.036	-0.268
M ajus	0.338	-0.338

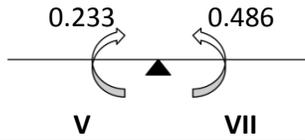
Tablero II - V



K	2.558	4.703
fd	0.352	0.648
Me	0.373	-0.233
Md	0.139	
Mdist.	-0.049	-0.090
M ajus	0.323	-0.323

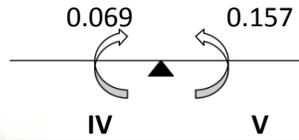


Tablero V - VII



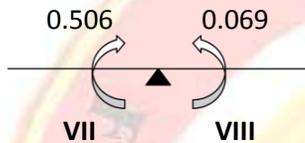
K	4.703	1.997
fd	0.702	0.298
Me	0.233	-0.486
Md	-0.252	
Mdist.	0.177	0.075
M ajus	0.410	-0.410

Tablero IV - V



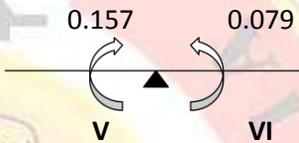
K	19.184	4.703
fd	0.803	0.197
Me	0.069	-0.157
Md	-0.088	
Mdist.	0.071	0.017
M ajus	0.140	-0.140

Tablero VII - VIII



K	1.997	19.184
fd	0.094	0.906
Me	0.506	-0.069
Md	0.437	
Mdist.	-0.041	-0.396
M ajus	0.465	-0.465

Tablero V - VI



K	4.703	4.703
fd	0.500	0.500
Me	0.157	-0.079
Md	0.078	
Mdist.	-0.039	-0.039
M ajus	0.118	-0.118



A.1.- DISEÑO POR FLEXIÓN

Para Momento negativo (M -)

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

$$\underline{\underline{Mu (-) = 0.465 \text{ ton} \cdot \text{m}}}$$

DATOS DE DISEÑO:

$$Mu (-) = 46525 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

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

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

$$FR = 0.9$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 9.00 \text{ cm}$$

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

Sustituyendo los valores en la formula anterior tenemos que:

$$\underline{\underline{As = 1.394 \text{ cm}^2}}$$

Comparación con el área de acero mínimo:

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

$$A_{st} = \frac{660 (9)}{4200 (9 + 100)} (100) = 1.30 \text{ cm}^2$$

$As > As \text{ mín}$

Por lo tanto se usará $As = 1.394 \text{ cm}^2$

Separación; proponiendo varillas del # 3 $a_o = 0.71 \text{ cm}^2$

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

$$s = \frac{100 (0.71)}{1.394} = 50.92 \text{ cm}$$

$S \text{ máx} = 3.5 X_1$

$$S \text{ máx} = 3.50 (9) = 31.50 \text{ cm}$$

$S \text{ mín} = 6.00 \text{ cm}$

Como $S > S \text{ máx}$:

Se usarán varillas del # 3 @ 30.00 cm c.a.c.



Para Momento positivo (M +)

Se toma el momento mayor, que en este caso corresponde al que se presenta en el lado corto del Tablero III.

$$\underline{Mu (+) = 0.239 \text{ ton} \cdot \text{m}}$$

DATOS DE DISEÑO:

- Mu (-) = 23900 kg-m
- f'c = 170 kg/cm²
- fy = 4200 Kg/cm²
- FR = 0.9
- b = 100 cm
- d = 9.00 cm

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

Sustituyendo los valores en la formula anterior tenemos que:

$$As = 0.709 \text{ cm}^2$$

Comparación con el área de acero mínimo:

$$A_{st} = \frac{660 x_1}{fy (x_1 + 100)} b \qquad A_{st} = \frac{660 (9)}{4200 (9 + 100)} (100) = 1.30 \text{ cm}^2$$

As < As mín

Por lo tanto se usará As = 1.30 cm²

Separación; proponiendo varillas del # 3 a_o = 0.71 cm²

$$s = \frac{100 a_o}{As} \qquad s = \frac{100 (0.71)}{1.30} = 54.72 \text{ cm}$$

S máx = 3.5 X₁

$$S \text{ máx} = 3.50 (9) = 31.50 \text{ cm}$$

S mín = 6.00 cm

Como S > S máx:

Se usarán varillas del # 3 @ 30.00 cm c.a.c.



A.2.- REVISIÓN POR CORTANTE

Se revisará el Tablero I por ser el más desfavorable:

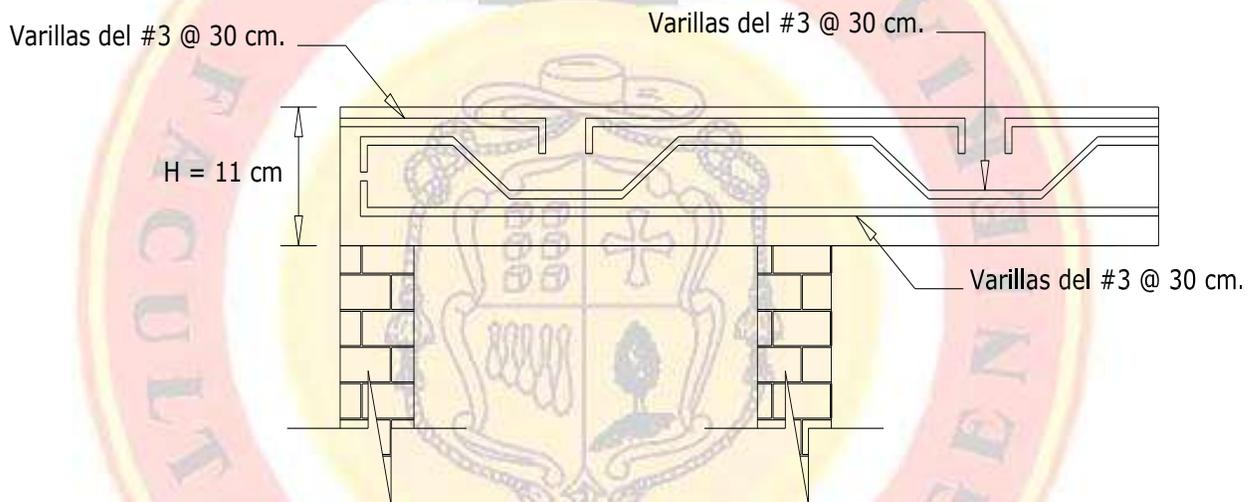
$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f^* c} \quad V_u = 1.15 \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) W_u$$

$$V_{cr} = 5.091 \text{ ton}$$

$$V_u = 0.985 \text{ ton}$$

$V_{cr} > V_u$ \therefore Se acepta el peralte ya que es adecuado para resistir el cortante último.

A.3.- CROQUIS DE ARMADO



B.- DISEÑO PARA TABLEROS DE ENTREPISO DEL CUARTO DE SERVICIO

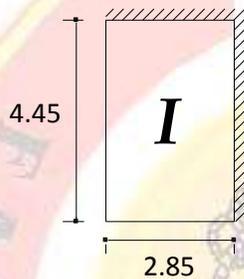
DATOS DE DISEÑO:

$$\begin{aligned} f'c &= 250 \text{ kg/cm}^2 & f_s &= 0.6f_y \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 & f_s &= 2520 \text{ kg/cm}^2 \\ w &= 602 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Se tomará el tablero I que es el más desfavorable para la losa de entrepiso del cuarto de servicio.

REVISIÓN DEL PERALTE MÍNIMO:

$$d_{\min} = \frac{\text{perímetro}}{250} \left(0.032 \sqrt[4]{f_s \cdot W} \right)$$



$$\begin{aligned} \text{Perímetro} &= 4.45 + 2.85 + 1.50 (4.45 + 2.85) = 18.25 \text{ m} \\ \text{Perímetro} &= 1825 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$d_{\min} = \frac{1825}{250} \left(0.032 \sqrt[4]{2520 \cdot 602} \right) = 8.20 \text{ cm}$$

$$\text{Espesor total, } H = d_{\min} + \text{recubrimiento} = 10.20 \text{ cm}$$

Por lo tanto se tomará:

$$\begin{aligned} d &= 9.00 \text{ cm} \\ H &= 11.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

Nota: Para el análisis de cargas se había propuesto un $H = 11 \text{ cm}$ y de acuerdo a lo calculado el H propuesto cumple.



B.1.- DISEÑO POR FLEXIÓN

Para Momento negativo (M -)

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

$$\underline{\underline{Mu (-) = 0.367 \text{ ton} \cdot \text{m}}}$$

DATOS DE DISEÑO:

$$Mu (-) = 36697 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

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

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

$$FR = 0.9$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 9.00 \text{ cm}$$

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

Sustituyendo los valores en la formula anterior tenemos que:

$$\underline{\underline{As = 1.095 \text{ cm}^2}}$$

Comparación con el área de acero mínimo:

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

$$A_{st} = \frac{660 (9)}{4200 (9 + 100)} (100) = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$As < As \text{ mín}$$

Por lo tanto se usará $As = 1.30 \text{ cm}^2$

Separación; proponiendo varillas del # 3 $a_o = 0.71 \text{ cm}^2$

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

$$s = \frac{100 (0.71)}{1.30} = 54.72 \text{ cm}$$

$$S \text{ máx} = 3.5 X_1$$

$$S \text{ máx} = 3.50 (9) = 31.50 \text{ cm}$$

$$S \text{ mín} = 6.00 \text{ cm}$$

Como $S > S \text{ máx}$:

Se usarán varillas del # 3 @ 30.00 cm c.a.c.



Para Momento positivo (M +)

Se toma el momento mayor, que en este caso corresponde al que se presenta en el lado corto del Tablero I.

$$\underline{Mu (+) = 0.227 \text{ ton} \cdot \text{m}}$$

DATOS DE DISEÑO:

$$Mu (-) = 22683 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

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

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

$$FR = 0.9$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 9.00 \text{ cm}$$

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

Sustituyendo los valores en la formula anterior tenemos que:

$$As = 0.673 \text{ cm}^2$$

Comparación con el área de acero mínimo:

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

$$A_{st} = \frac{660 (9)}{4200 (9 + 100)} (100) = 1.30 \text{ cm}^2$$

$As < As \text{ mín}$

Por lo tanto se usará $As = 1.30 \text{ cm}^2$

Separación; proponiendo varillas del # 3 $\alpha_o = 0.71 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{100 \alpha_o}{As}$$

$$s = \frac{100 (0.71)}{1.30} = 54.72 \text{ cm}$$

$$S \text{ máx} = 3.5 X_1$$

$$S \text{ máx} = 3.50 (9) = 31.50 \text{ cm}$$

$$S \text{ mín} = 6.00 \text{ cm}$$

Como $S > S \text{ máx}$:

Se usarán varillas del # 3 @ 30.00 cm c.a.c.



B.2.- REVISIÓN POR CORTANTE

Se revisará el Tablero I por ser el más desfavorable:

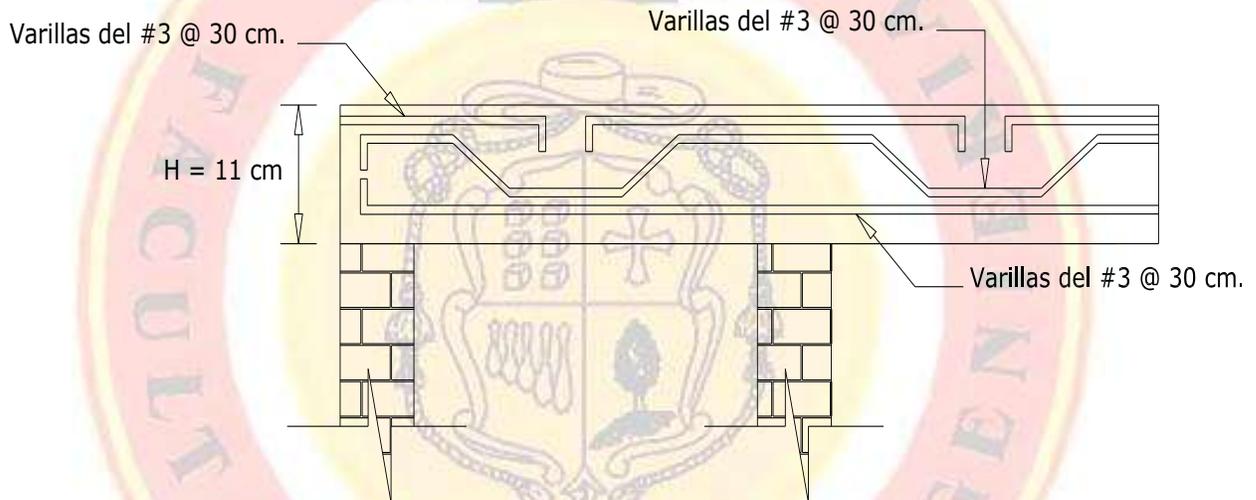
$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f^* c} \quad V_u = 1.15 \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) W_u$$

$$V_{cr} = 5.091 \text{ ton}$$

$$V_u = 0.350 \text{ ton}$$

$V_{cr} > V_u$ ∴ Se acepta el peralte ya que es adecuado para resistir el cortante último.

B.3.- CROQUIS DE ARMADO



C.- DISEÑO PARA TABLEROS INCLINADOS A UNA AGUA

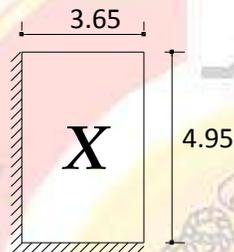
DATOS DE DISEÑO:

$$\begin{aligned} f'c &= 250 \text{ kg/cm}^2 & f_s &= 0.6f_y \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 & f_s &= 2520 \text{ kg/cm}^2 \\ w &= 501 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Se tomará el tablero I que es el más desfavorable para la losa de entrepiso del cuarto de servicio.

REVISIÓN DEL PERALTE MÍNIMO:

$$d_{\min} = \frac{\text{perímetro}}{250} \left(0.032 \sqrt[4]{f_s \cdot W} \right)$$



$$\begin{aligned} \text{Perímetro} &= 4.95 + 3.65 + 1.50 (4.95 + 3.65) = 21.50 \text{ m} \\ \text{Perímetro} &= 2150 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$d_{\min} = \frac{2150}{250} (0.032 \sqrt[4]{2520 \cdot 501}) = 9.22 \text{ cm}$$

$$\text{Espesor total, } H = d_{\min} + \text{recubrimiento} = 11.22 \text{ cm}$$

Por lo tanto se tomará:

$$\begin{aligned} d &= 10.00 \text{ cm} \\ H &= 12.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

Nota: Para el análisis de cargas se había propuesto un $H = 12 \text{ cm}$ y de acuerdo a lo calculado el H propuesto cumple.



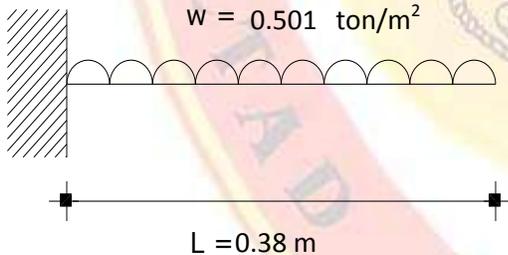
CÁLCULO DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO

IX	IX	Negativo de bordes interiores	Corto	682.70	0.115	0.362	
	a1 = 1.55		Largo	573.03	0.097	0.088	
	a2 = 3.30	Negativo de bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000		
	m = 0.47		Largo	0.00	0.000		
	w = 0.501	Positivo	Corto	446.06	0.075		
			Largo	170.67	0.029		
X	X	Negativo de bordes interiores	Corto	499.07	0.466	0.362	
	a1 = 3.65		Largo	487.69	0.456	0.418	
	a2 = 4.95	Negativo de bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000		
	m = 0.74		Largo	0.00	0.000		
	w = 0.501	Positivo	Corto	278.94	0.261		
			Largo	157.25	0.147		
XI	XI	Negativo de bordes interiores	Corto		0.051	0.418	
	a1 = 0.38		Largo				
	a2 = 5.19	Negativo de bordes discontinuos	Corto				
	m = 0.07		Largo				
	w = 0.501	Positivo	Corto				
			Largo				

Nota: Los tableros del IX al XI son inclinados a una agua.

$$Mu = Fc \cdot Coef \times 10^{-4} \cdot w \cdot a_1^2$$

Para la obtención del momento último (Mu) del tablero XI, se tomo un franja central ya que como es un volado se considera que sólo trabaja en una dirección y por lo tanto se analizará como viga empotrada de un extremo y libre en el otro.



Cálculo del momento máximo (M máx) que actúa en el empotramiento (claro corto):

$$M \text{ máx} = \frac{w l^2}{2}$$

Sustituyendo en la expresión anterior tenemos que:

$$M \text{ máx} = 0.036 \text{ ton-m}$$

Para ajustar el momento obtenido anteriormente con el tablero adyacente tenemos que calcular el momento último (Mu) mediante la siguiente expresión:

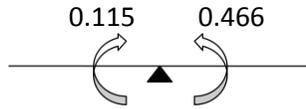
$$Mu = Fc M \text{ máx} = 1.4 M \text{ máx}$$

$$\mathbf{Mu = 0.051 \text{ ton-m}}$$



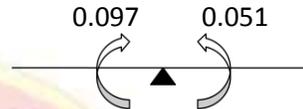
AJUSTE DEL MOMENTO EN TABLEROS ADYACENTES

Tablero IX - X



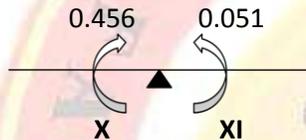
	IX	X
K	4.703	1.997
fd	0.702	0.298
Me	0.115	-0.466
Md	-0.351	
Mdist.	0.247	0.105
M ajus	0.362	-0.362

Tablero IX - XI



	IX	XI
K	4.703	19.184
fd	0.197	0.803
Me	0.097	-0.051
Md	0.046	
Mdist.	-0.009	-0.037
M ajus	0.088	-0.088

Tablero X - XI



	X	XI
K	1.997	19.184
fd	0.094	0.906
Me	0.456	-0.051
Md	0.405	
Mdist.	-0.038	-0.367
M ajus	0.418	-0.418



C.1.- DISEÑO POR FLEXIÓN

Para Momento negativo (M -)

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

$$\underline{Mu (-) = 0.418 \text{ ton} \cdot \text{m}}$$

DATOS DE DISEÑO:

$$Mu (-) = 41800 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

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

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

$$FR = 0.9$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 10.00 \text{ cm}$$

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

Sustituyendo los valores en la formula anterior tenemos que:

$$As = 1.121 \text{ cm}^2$$

Comparación con el área de acero mínimo:

$$Ast = \frac{660 x_1}{fy (x_1 + 100)} b$$

$$Ast = \frac{660 (10)}{4200 (10 + 100)} (100) = 1.43 \text{ cm}^2$$

$As < Ast \text{ mín}$

Por lo tanto se usará $As = 1.43 \text{ cm}^2$

Separación; proponiendo varillas del # 3 $ao = 0.71 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{100 ao}{As}$$

$$s = \frac{100 (0.71)}{1.43} = 49.65 \text{ cm}$$

$S \text{ máx} = 3.5 X_1$

$$S \text{ máx} = 3.50 (10) = 35.00 \text{ cm}$$

$S \text{ mín} = 6.00 \text{ cm}$

Como $S > S \text{ máx}$:

Se usarán varillas del # 3 @ 35.00 cm c.a.c.



Para Momento positivo (M +)

Se toma el momento mayor, que en este caso corresponde al que se presenta en el lado corto del Tablero I.

$$\underline{Mu (+) = 0.261 \text{ ton} \cdot \text{m}}$$

DATOS DE DISEÑO:

$$Mu (-) = 26100 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

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

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

$$FR = 0.9$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 9.00 \text{ cm}$$

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

Sustituyendo los valores en la formula anterior tenemos que:

$$As = 0.696 \text{ cm}^2$$

Comparación con el área de acero mínimo:

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

$$A_{st} = \frac{660 (10)}{4200 (10 + 100)} (100) = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$As < As \text{ mín}$$

Por lo tanto se usará $As = 1.43 \text{ cm}^2$

Separación; proponiendo varillas del # 3 $a_o = 0.71 \text{ cm}^2$

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

$$s = \frac{100 (0.71)}{1.43} = 49.65 \text{ cm}$$

$$S \text{ máx} = 3.5 X_1$$

$$S \text{ máx} = 3.50 (10) = 35.00 \text{ cm}$$

$$S \text{ mín} = 6.00 \text{ cm}$$

Como $S > S \text{ máx}$:

Se usarán varillas del # 3 @ 35.00 cm c.a.c.



C.2.- REVISIÓN POR CORTANTE

Se revisará el Tablero I por ser el más desfavorable:

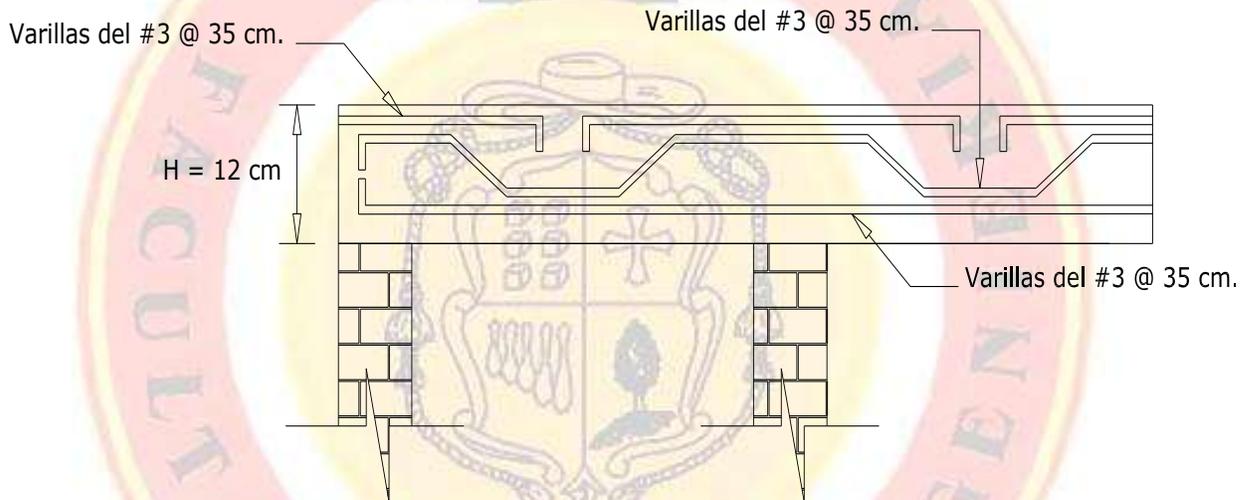
$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f^* c} \quad V_u = 1.15 \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) W_u$$

$$V_{cr} = 5.657 \text{ ton}$$

$$V_u = 0.809 \text{ ton}$$

$V_{cr} > V_u$ ∴ Se acepta el peralte ya que es adecuado para resistir el cortante último.

C.3.- CROQUIS DE ARMADO



ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA LOSA DE ENTREPISO

DATOS DE DISEÑO:

$$\begin{aligned}f'c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\w &= 626 \text{ kg/m}^2\end{aligned}$$

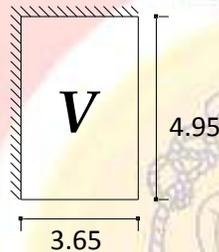
$$\begin{aligned}f_s &= 0.6f_y \\f_s &= 2520 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

A.- DISEÑO

Se tomará el tablero I que es el más desfavorable para la losa de entrepiso del cuarto de servicio.

REVISIÓN DEL PERALTE MÍNIMO:

$$d_{\min} = \frac{\text{perímetro}}{250} \left(0.032 \sqrt[4]{f_s \cdot W} \right)$$



$$\begin{aligned}\text{Perímetro} &= 4.95 + 3.65 + 1.50 (4.95 + 3.65) = 21.50 \text{ m} \\ \text{Perímetro} &= 2150 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$d_{\min} = \frac{2150}{250} (0.032 \sqrt[4]{2520 \cdot 626}) = 9.75 \text{ cm}$$

$$\text{Espesor total, } H = d_{\min} + \text{recubrimiento} = 11.75 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}\text{Por lo tanto se tomará:} \quad & d = 10.00 \text{ cm} \\ & H = 12.00 \text{ cm}\end{aligned}$$

Nota: Para el análisis de cargas se había propuesto un $H = 12 \text{ cm}$ y de acuerdo a lo calculado el H propuesto cumple.



A.1.- CÁLCULO DEL PESO DE LOS TABLEROS QUE RECIBEN MUROS DIVISORIOS O DE CARGA

Los muros de planta alta que descargan en la losa de entrepiso y no tienen continuidad en planta baja, generan que la carga en los tableros deba incrementarse de acuerdo con el artículo 6.3.4 de las NTC.

TABLERO I

El tablero no recibe ningún muro de planta alta por lo que su peso solamente será el del peso de la losa del entrepiso.

TABLERO II

El tablero recibe la carga de un muro divisorio de planta alta el cual no tiene continuidad en planta baja, por lo que la descarga total será sólo el peso propio del muro.

Muro M1

Peso para un muro yeso/mortero – mortero/yeso = 0.285 ton/m^2

Peso propio del muro = $b h w = 0.693 \text{ ton}$
 $W \text{ total} = 0.693 \text{ ton}$

Factor correspondiente al muro: $FM1 = 1.72$

$$WM1 = \frac{W \text{ total}}{A \text{ tablero}} (FM1) = \frac{0.693}{11.913} 1.72 = 0.100 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto la carga total en el tablero II es de $w + WM1 = \underline{0.726 \text{ ton/m}^2}$

TABLERO III

El tablero III recibe la carga de un muro divisorio de planta alta el cual no tiene continuidad en planta baja, por lo que la descarga total será sólo el peso propio del muro.

Muro M2

Peso para un muro azulejo – mortero/yeso = 0.310 ton/m^2

Peso propio del muro = $b h w = 0.565 \text{ ton}$
 $W \text{ total} = 0.565 \text{ ton}$

Factor correspondiente al muro: $FM2 = 1.30$

$$WM2 = \frac{W \text{ total}}{A \text{ tablero}} (FM2) = \frac{0.565}{6.479} 1.30 = 0.113 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto la carga total en el tablero III es de $w + WM2 = \underline{0.739 \text{ ton/m}^2}$



TABLERO IV

En este caso se tienen dos muros de planta alta que descargan en la losa de entrepiso y no tienen continuidad en planta baja.

Muro M4

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

Peso para un muro yeso/mortero – mortero/yeso = 0.285 ton/m^2

Peso propio del muro = $b h w = 0.635 \text{ ton}$
 $W \text{ total} = 0.635 \text{ ton}$

Factor correspondiente al muro: $FM4 = 1.30$

$$WM4 = \frac{W \text{ total}}{A \text{ tablero}} (FM4) = \frac{0.635}{7.673} 1.30 = 0.108 \text{ ton/m}^2$$

Muro M5

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

Área tributaria del muro M5 = 2.679 m^2
 Peso para un muro azulejo – mortero/yeso = 0.310 ton/m^2

$W \text{ losa de azotea} = w \times A_t = 1.473 \text{ ton}$
 Peso propio del muro = $b h w = 2.378 \text{ ton}$
 $W \text{ total} = 3.852 \text{ ton}$

Factor correspondiente al muro: $FM5 = 1.30$

$$WM5 = \frac{W \text{ total}}{A \text{ tablero}} (FM5) = \frac{3.852}{7.673} 1.30 = 0.653 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto la carga total en el tablero IV es de $w + WM4 + WM5 = \underline{\underline{1.386 \text{ ton/m}^2}}$

TABLERO V

El tablero no recibe ningún muro de planta alta por lo que su peso solamente será el del peso de la losa del entrepiso.

TABLERO VI

El tablero III recibe la carga de un muro divisorio de planta alta el cual no tiene continuidad en planta baja, por lo que la descarga total será sólo el peso propio del muro.

Muro M3

Peso para un muro azulejo – mortero/yeso = 0.310 ton/m^2



Peso propio del muro = $b h w = 0.565 \text{ ton}$
 $W \text{ total} = 0.565 \text{ ton}$

Factor correspondiente al muro: $FM3 = 1.63$

$$WM3 = \frac{W \text{ total}}{A \text{ tablero}} (FM3) = \frac{0.565}{6.479} \cdot 1.63 = 0.142 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto la carga total en el tablero III es de $w + WM2 = 0.768 \text{ ton/m}^2$

CÁLCULO DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO

	TABLERO	MOMENTO	CLARO	COEFICIENTE	Mu (ton-m)	Mu ajustado (ton-m)	S (cm)
I	I	Negativo de bordes interiores	Corto	556.92	0.396	0.380	
			Largo	526.84	0.375	0.399	
	a1 = 2.85 a2 = 4.45 m = 0.64 w = 0.626	Negativo de bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000		
			Largo	0.00	0.000		
		Positivo	Corto	331.35	0.236		
			Largo	160.98	0.115		
II	II	Negativo de bordes interiores	Corto	531.27	0.439	0.346	
			Largo	512.36	0.423	0.399	
	a1 = 2.85 a2 = 4.18 m = 0.68 w = 0.726	Negativo de bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000		
			Largo	0.00	0.000		
		Positivo	Corto	308.18	0.254		
			Largo	158.91	0.131		
III	III	Negativo de bordes interiores	Corto	703.55	0.175	0.480	
			Largo	460.20	0.114	0.167	
	a1 = 1.55 a2 = 4.18 m = 0.37 w = 0.739	Negativo de bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000		
			Largo	0.00	0.000		
		Positivo	Corto	436.61	0.109		
			Largo	158.82	0.039		
IV	IV	Negativo de bordes interiores	Corto	752.46	0.351	0.514	
			Largo	473.23	0.221	0.167	
	a1 = 1.55 a2 = 4.95 m = 0.31 w = 1.386	Negativo de bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000		
			Largo	0.00	0.000		
		Positivo	Corto	472.61	0.220		
			Largo	163.20	0.076		
V	V	Negativo de bordes interiores	Corto	499.07	0.583	0.514	
			Largo	487.69	0.569	0.587	
	a1 = 3.65 a2 = 4.95 m = 0.74 w = 0.626	Negativo de bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000		
			Largo	0.00	0.000		
		Positivo	Corto	278.94	0.326		
			Largo	157.25	0.184		
VI	VI	Negativo de bordes interiores	Corto	425.93	0.610	0.480	
			Largo	422.59	0.605	0.587	
	a1 = 3.65 a2 = 4.18 m = 0.87 w = 0.768	Negativo de bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000		
			Largo	0.00	0.000		
		Positivo	Corto	211.86	0.303		
			Largo	154.54	0.221		

$$Mu = Fc \cdot Coef \times 10^{-4} \cdot w \cdot a_1^2$$



AJUSTE DEL MOMENTO EN TABLEROS ADYACENTES

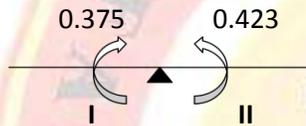
Cálculo de la rigidez en los tableros

TABLERO	d (cm)	a ₁ (cm)	K (kg/cm ²)
I	10.00	2.85	350.877
II	10.00	2.85	350.877
III	10.00	1.55	645.161
IV	10.00	1.55	645.161
V	10.00	3.65	273.973
VI	10.00	3.65	273.973

$$k = \frac{d^3}{a_1}$$

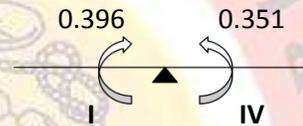
Fórmula para el Cálculo del Factor de distribución (f_d): $f_d = \frac{k_i}{\sum k_i}$

Tablero I - II



K	350.877	350.877
fd	0.500	0.500
Me	0.375	-0.423
Md	-0.048	
Mdist.	0.024	0.024
M ajus	0.399	-0.399

Tablero I - IV



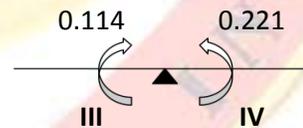
K	350.877	645.161
fd	0.352	0.648
Me	0.396	-0.351
Md	0.046	
Mdist.	-0.016	-0.030
M ajus	0.380	-0.380

Tablero II - III



K	350.877	645.161
fd	0.352	0.648
Me	0.439	-0.175
Md	0.264	
Mdist.	-0.093	-0.171
M ajus	0.346	-0.346

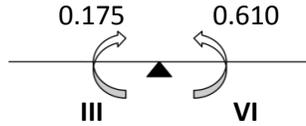
Tablero III - IV



K	645.161	645.161
fd	0.500	0.500
Me	0.114	-0.221
Md	-0.106	
Mdist.	0.053	0.053
M ajus	0.167	-0.167

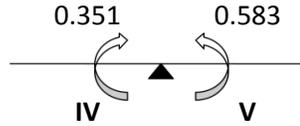


Tablero III - VI



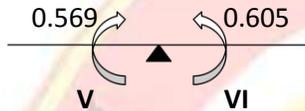
K	645.161	273.973
fd	0.702	0.298
Me	0.175	-0.610
Md	-0.435	
Mdist.	0.306	0.130
M ajus	0.480	-0.480

Tablero IV - V



K	645.161	273.973
fd	0.702	0.298
Me	0.351	-0.583
Md	-0.232	
Mdist.	0.163	0.069
M ajus	0.514	-0.514

Tablero V - VI



K	273.973	273.973
fd	0.500	0.500
Me	0.569	-0.605
Md	-0.036	
Mdist.	0.018	0.018
M ajus	0.587	-0.587



A.1.- DISEÑO POR FLEXIÓN

Para Momento negativo (M -)

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

$$\underline{\underline{Mu (-) = 0.587 \text{ ton} \cdot \text{m}}}$$

DATOS DE DISEÑO:

$$Mu (-) = 58700 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

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

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

$$FR = 0.9$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 10.00 \text{ cm}$$

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

Sustituyendo los valores en la formula anterior tenemos que:

$$\underline{\underline{As = 1.584 \text{ cm}^2}}$$

Comparación con el área de acero mínimo:

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

$$A_{st} = \frac{660 (10)}{4200 (10 + 100)} (100) = 1.43 \text{ cm}^2$$

As > As mín

Por lo tanto se usará As = 1.584 cm²

Separación; proponiendo varillas del # 3 a_o = 0.71 cm²

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

$$s = \frac{100 (0.71)}{1.584} = 44.83 \text{ cm}$$

S máx = 3.5 X₁

$$S \text{ máx} = 3.50 (10) = 35.00 \text{ cm}$$

S mín = 6.00 cm

Como S > S máx:

Se usarán varillas del # 3 @ 35.00 cm c.a.c.



Para Momento positivo (M +)

Se toma el momento mayor, que en este caso corresponde al que se presenta en el lado corto del Tablero I.

$$\underline{Mu (+) = 0.326 \text{ ton} \cdot \text{m}}$$

DATOS DE DISEÑO:

$Mu (-) = 32600 \text{ kg} \cdot \text{m}$
 $f'c = 170 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $FR = 0.9$
 $b = 100 \text{ cm}$
 $d = 9.00 \text{ cm}$

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

Sustituyendo los valores en la formula anterior tenemos que:

$$A_s = 0.879 \text{ cm}^2$$

Comparación con el área de acero mínimo:

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

$$A_{st} = \frac{660 (10)}{4200 (10 + 100)} (100) = 1.43 \text{ cm}^2$$

$A_s < A_{s \text{ mín}}$

Por lo tanto se usará $A_s = 1.43 \text{ cm}^2$

Separación; proponiendo varillas del # 3 $a_o = 0.71 \text{ cm}^2$

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

$$s = \frac{100 (0.71)}{1.43} = 49.65 \text{ cm}$$

$S \text{ máx} = 3.5 X_1$

$S \text{ máx} = 3.50 (10) = 35.00 \text{ cm}$

$S \text{ mín} = 6.00 \text{ cm}$

Como $S > S \text{ máx}$:

Se usarán varillas del # 3 @ 35.00 cm c.a.c.



A.2.- REVISIÓN POR CORTANTE

Se revisará el Tablero I por ser el más desfavorable:

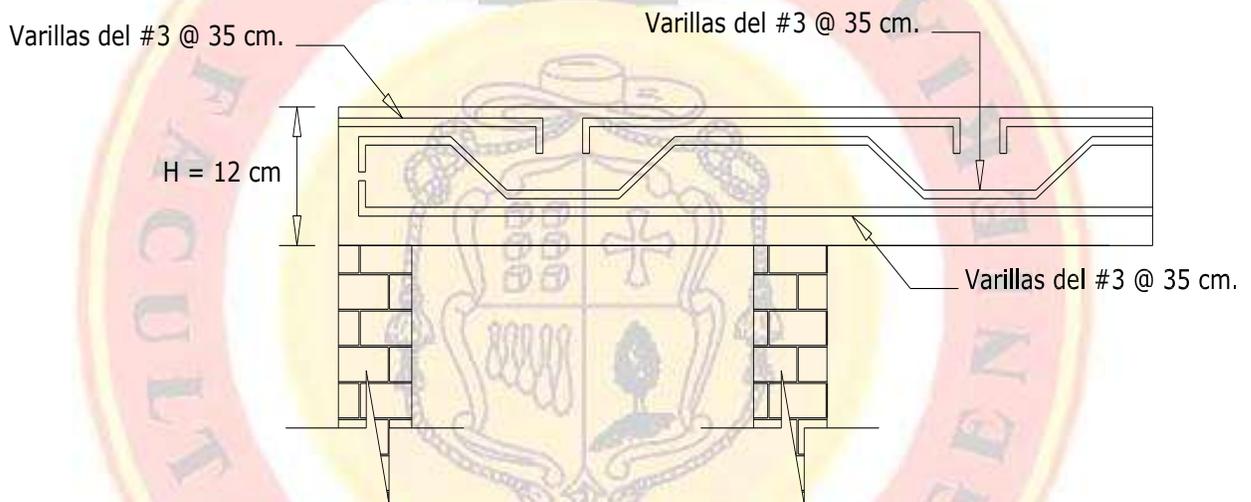
$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f^* c} \quad V_u = 1.15 \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) W_u$$

$$V_{cr} = 5.657 \text{ ton}$$

$$V_u = 1.011 \text{ ton}$$

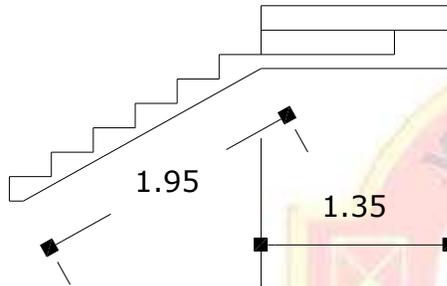
$V_{cr} > V_u$ ∴ Se acepta el peralte ya que es adecuado para resistir el cortante último.

A.3.- CROQUIS DE ARMADO



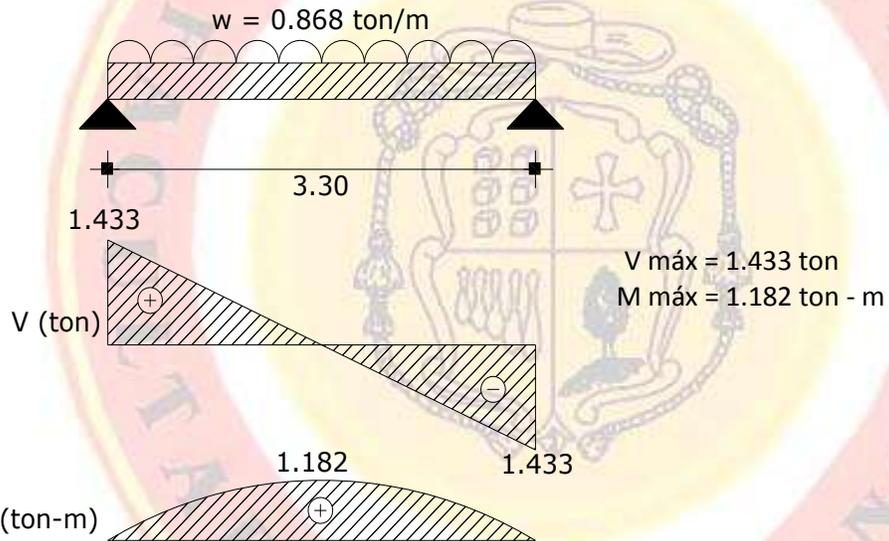
DISEÑO DE LA ESCALERA

Detalle de la escalera:



Datos:

$$W = 0.868 \text{ ton/m}^2$$
$$L = 3.30 \text{ m}$$



CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO REQUERIDO

DATOS DE DISEÑO:

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$
$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$
$$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$
$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$
$$Fr = 0.9$$
$$b = 100 \text{ cm}$$
$$h = 11.0 \text{ cm}$$
$$\text{Rec} = 2.00 \text{ cm}$$
$$d = 9.00 \text{ cm}$$



Para momento positivo $M (+)$

$$M_u (+) = 1.6547 \text{ ton-m}$$

$$\rho \text{ calculado} = 0.005823$$

$$\rho \text{ mín} = 0.002635$$

$$\rho \text{ máx} = 0.015200$$

$$\rho \text{ de diseño} = 0.005823$$

Expresión para el cálculo de ρ :

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

$$A_s = \rho b d = 5.241 \text{ cm}^2$$

COMPARANDO EL A_s CALCULADA CON RESPECTO AL $A_s \text{ mín}$

➤ **Por flexión**

$$A_s \text{ mín} = \rho \text{ mín} b d$$

$$A_s \text{ mín} = 2.372 \text{ cm}^2$$

Expresión para el cálculo de $\rho \text{ mín}$:

$$\rho \text{ mín} = \frac{0.7 \sqrt{f''c}}{f_y}$$

➤ **Por temperatura:**

$$a_s \text{ temp} = 1.180 \text{ cm}^2$$

Expresión para el cálculo de a_{st} :

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

$A_s > A_s \text{ mín}$; por lo tanto se usará $A_s = 5.241 \text{ cm}^2$

SEPARACIÓN DE LAS VARILLAS

Se proponen varillas del # 3, $a_o = 0.71 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{100 a_o}{A_s} \quad S = 13.55 \text{ cm}$$

Comparando con $S \text{ mín}$ y $S \text{ máx}$

$$S \text{ mín} = 6.00 \text{ cm}$$

$$S \text{ máx} = 50.0 \text{ cm}$$

$$S \text{ máx} = 3.5 x_1 = 31.50 \text{ cm}$$

De acuerdo a lo anterior tenemos que la separación que rige es la calculada la cual redondearemos a 15 cm.

∴ Se usarán varillas del No. 3 @ 15 cm en el sentido longitudinal.



En el sentido transversal se colocará a_s por temperatura

$$a_s \text{ temp} = 1.180 \text{ cm}^2$$

Se proponen varillas No. 3, $a_o = 0.71 \text{ cm}^2$

SEPARACIÓN DE LAS VARILLAS

$$s = \frac{100 a_o}{A_s} \quad S = 60.19 \text{ cm}$$

Comparando con S mín y S máx

$$S \text{ mín} = 6.00 \text{ cm}$$

$$S \text{ máx} = 50.0 \text{ cm}$$

$$S \text{ máx} = 3.5 x_1 = 31.50 \text{ cm}$$

De acuerdo a lo anterior tenemos que la separación que rige es la calculada con la expresión

$$S \text{ máx} = 3.5 x_1$$

∴ Se usarán varillas del No. 3 @ 30 cm en el sentido transversal.

REVISIÓN POR CORTANTE

$$V \text{ máx} = 1.433 \text{ ton}$$

$$V_u = 2005.66 \text{ kg}$$

Expresión para el cálculo del cortante último:

$$V_u = 1.4 V_{\text{máx}}$$

Expresión para el cálculo del cortante resistente:

$$V_{cr} = 5091.17 \text{ kg}$$

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

$V_{cr} > V_u$ ∴ Se acepta el peralte ya que es adecuado para soportar el cortante último.

REVISIÓN DE LA DEFLEXIÓN PERMISIBLE

$$\delta \text{ total} = \delta \text{ máx} + \delta \text{ a largo plazo} \leq \delta \text{ permisible} = \frac{l}{240} + 0.5 \quad \leftarrow \text{Para miembros que no afectan elementos estructurales}$$

Cálculo de la deflexión máxima

$$E = 14,000 \sqrt{f'c} = 221359 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = bh^3/12 = 11091.67 \text{ cm}^4$$

$$W = 8.68 \text{ kg/cm}$$

$$L = 330 \text{ cm}$$

Expresión para la obtención de δ máxima:

$$\delta \text{ máx} = \frac{5 w l^4}{384 E I}$$

Sustituyendo los datos en la formula tenemos que:

$$\delta \text{ máx} = 0.546 \text{ cm}$$



Cálculo de la deflexión a largo plazo

Expresión para el cálculo de la δ a largo plazo:

$$\delta \text{ a largo plazo} = 1.092 \text{ cm} \qquad \delta \text{ a largo plazo} = \delta \text{ máx} \left(\frac{2}{1 + 50 \rho'} \right)$$

$\rho' = 0$ Debido a que el acero sólo se colocará para que trabaje a flexión.

Cálculo de la deflexión permisible

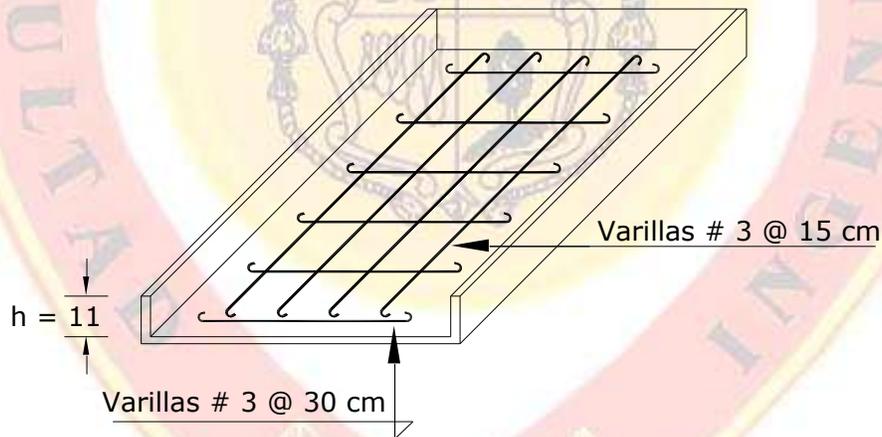
$$\delta \text{ permisible} = 1.875 \text{ cm}$$

Cálculo de la deflexión total

$$\begin{aligned} \delta \text{ total} &= \delta \text{ máx} + \delta \text{ a largo plazo} \\ \delta \text{ total} &= 1.638 \text{ cm} \end{aligned}$$

$\delta \text{ total} \leq \delta \text{ permisible} \therefore$ El peralte es adecuado

CROQUIS DE ARMADO:



CAPÍTULO IV

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE TRABES



Análisis y diseño estructural de trabes.

Una trabe es un miembro estructural donde las cargas aplicadas son principalmente perpendiculares al eje, por lo que el diseño predominante es a flexión y corte; si las cargas no son perpendiculares se produce algo de fuerza axial, pero ésta no es determinante en el diseño.

El esfuerzo de flexión provoca tensiones de tensión y compresión, produciéndose las máximas en el lecho inferior y en el lecho superior respectivamente, las cuales se calculan relacionando el momento flexionante y el segundo momento de inercia. En las zonas cercanas a los apoyos se producen esfuerzos cortantes. También pueden producirse tensiones por torsión, sobre todo en las trabes que forman el perímetro exterior de una estructura.

Para el análisis de las trabes de nuestro sistema estructural seguiremos el siguiente procedimiento:

1. Analizar las cargas que actúan sobre la trabe en estudio (muros de carga o divisorios, losas, así como el peso propio de la misma) en base a las áreas tributarias.
2. Proponer una sección (peralte y ancho).
3. Conocidas las cargas que actúan se procede a calcular los diagramas de cortante (V) y de momento (M), para de esta manera conocer el cortante máximo (V máx) y los momentos máximos (positivo y negativo) que se generan en la trabe, los cuales serán nuestros parámetros de diseño. En nuestro caso nos apoyamos en un programa de cómputo para el cálculo de estos.
4. Diseñar por flexión para los momentos obtenidos:
 - Calcular el ρ de la sección propuesta:

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

- Obtención del ρ de diseño comparando con ρ mínimo y ρ máximo:
 - Si ρ calculado < ρ mínimo; se tomara el ρ mínimo.
 - Si ρ mínimo < ρ calculado < ρ máximo; se tomara el ρ calculado.
 - Si ρ calculado > ρ máximo; la sección no se acepta y tendrá que rediseñarse.

- Conocido el ρ de diseño obtenemos el área de acero requerida para la sección:

$$As \text{ requerida} = \rho bd$$

- En base al área requerida se propone el número de varillas para cubrir dicha área, en función del área de la varilla elegida (A_o), tanto para el lecho inferior (M +) como para el lecho superior (M -).



5. Diseñar por cortante mediante el valor del cortante máximo (V máx):

➤ Se calcula el cortante último (Vu):

$$V_u = 1.4 V \text{ máx}$$

➤ Se calcula la fuerza cortante que calcula el concreto.

$$\text{Si } \rho < 0.015 \quad V_{cr} = Frbd(0.20 + 20\rho)\sqrt{f^*c}$$

$$\text{Si } \rho \geq 0.015 \quad V_{cr} = 0.5 Frbd\sqrt{f^*c}$$

Estas ecuaciones son aplicables siempre y cuando el peralte total de la trabe no sea mayor de 70 cm, en caso contrario el Vcr obtenido deberá afectarse por un factor obtenido con la siguiente expresión:

$$1 - 0.0004 (h - 700)$$

Este factor no deberá tomarse mayor que 1.0 ni menor que 0.8; además la dimensión *h* estará en mm.

6. Se compara el cortante último (Vu) con el (Vcr) para de esta manera determinar el refuerzo por tensión diagonal.

Si $V_u \leq V_{cr}$ se coloca el refuerzo mínimo $A_{v\text{mín}} = 0.25\sqrt{f^*c} \frac{bs}{f_y}$

Si $V_u > V_{cr}$ se colocara el refuerzo a una separación calculada con la siguiente expresión:

$$S = \frac{FrAvFyd}{V_{sr}} (\sin\theta + \cos\theta)$$

Donde:

Av = área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia S.

θ = ángulo que dicho refuerzo toma con el eje de la pieza, para nuestro caso θ = 90°, por lo tanto la operación $\sin\theta + \cos\theta = 1$.

VsR = Fuerza cortante de diseño que toma el acero Transversal ($V_{sR} = V_u - V_{cR}$).

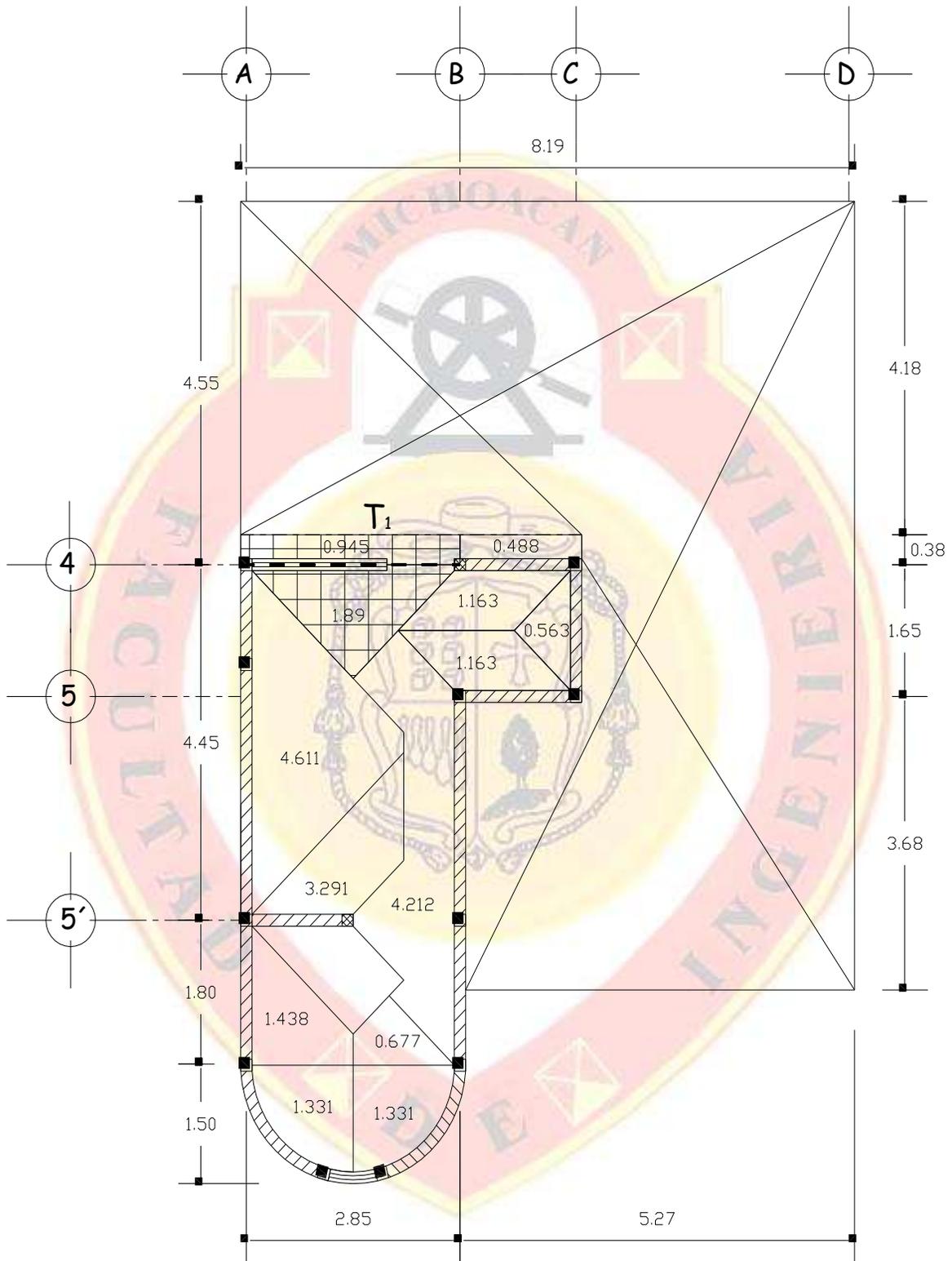
➤ Limitantes:

$$S \geq 6 \text{ cm.}$$

$$S_{\text{máx}} = 0.25d \text{ si } V_u \geq 1.5Frbd\sqrt{f^*c}$$

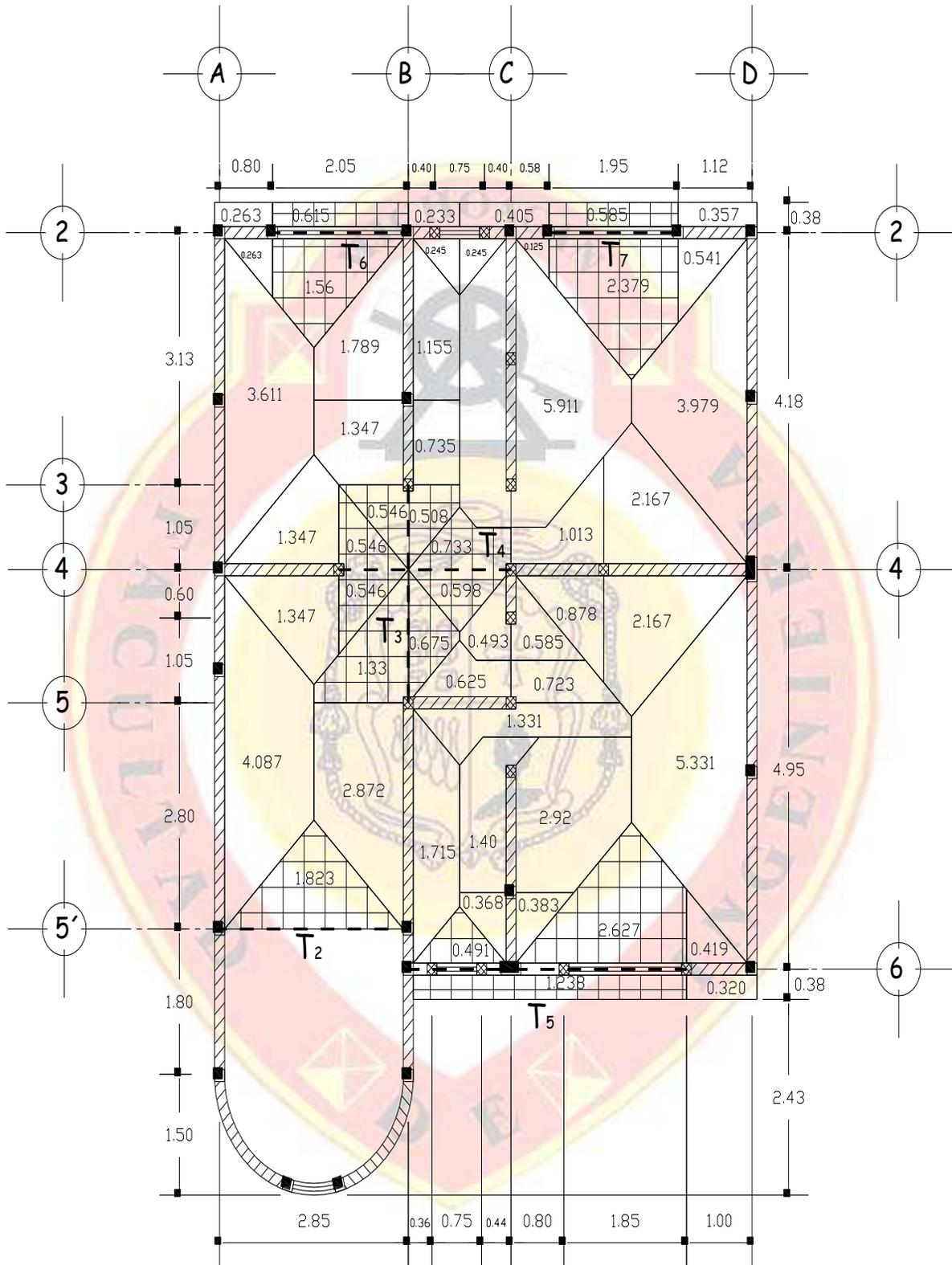
$$S_{\text{máx}} = 0.5d \text{ si } V_u \leq 1.5Frbd\sqrt{f^*c}$$





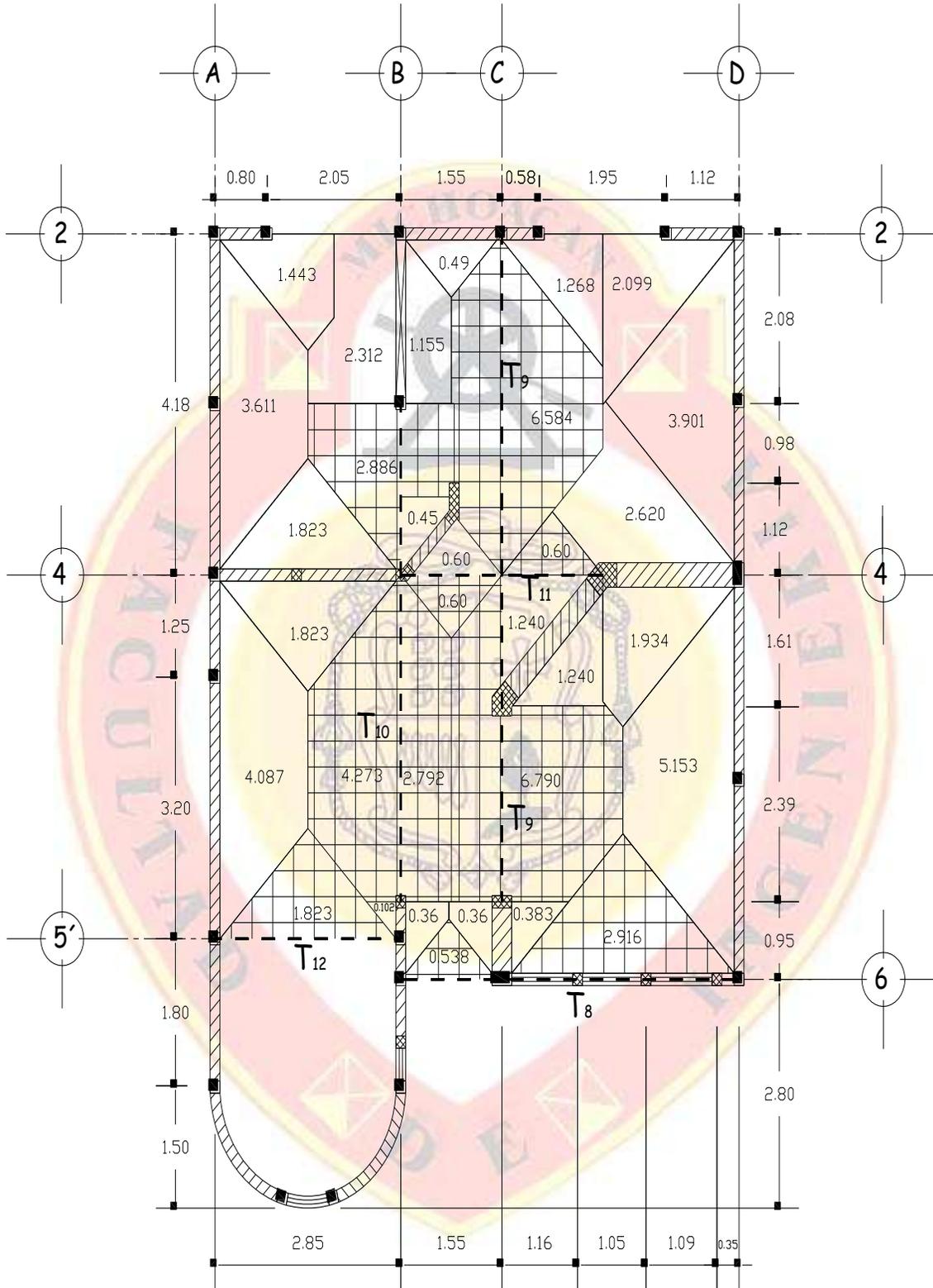
AREAS TRIBUTARIAS PARA TRABES DE CUARTO DE SERVICIO





**AREAS TRIBUTARIAS PARA
TRABES DE PLANTA ALTA**





AREAS TRIBUTARIAS PARA TRABES DE PLANTA BAJA



ANÁLISIS Y DISEÑO DE LAS TRABES

TRABE T – 3

- Cargas que actúan sobre la trabe:
- Peso de la losa de azotea
 - Peso propio de la trabe
 - Carga puntual de la trabe T-1

Análisis de la descarga de la losa de azotea

> Tramo 3 - 5 del eje B.
 Área tributaria de la losa = 3.059 m²
 W losa de azotea = 0.687 ton/m²
W losa de azotea = 2.102 ton
 Longitud del tramo = 2.700 m
Descarga por metro lineal = 0.778 ton/m

> Carga puntual de la trabe T – 1 que descarga en el cruce del eje 4 con el B = 1.102 ton

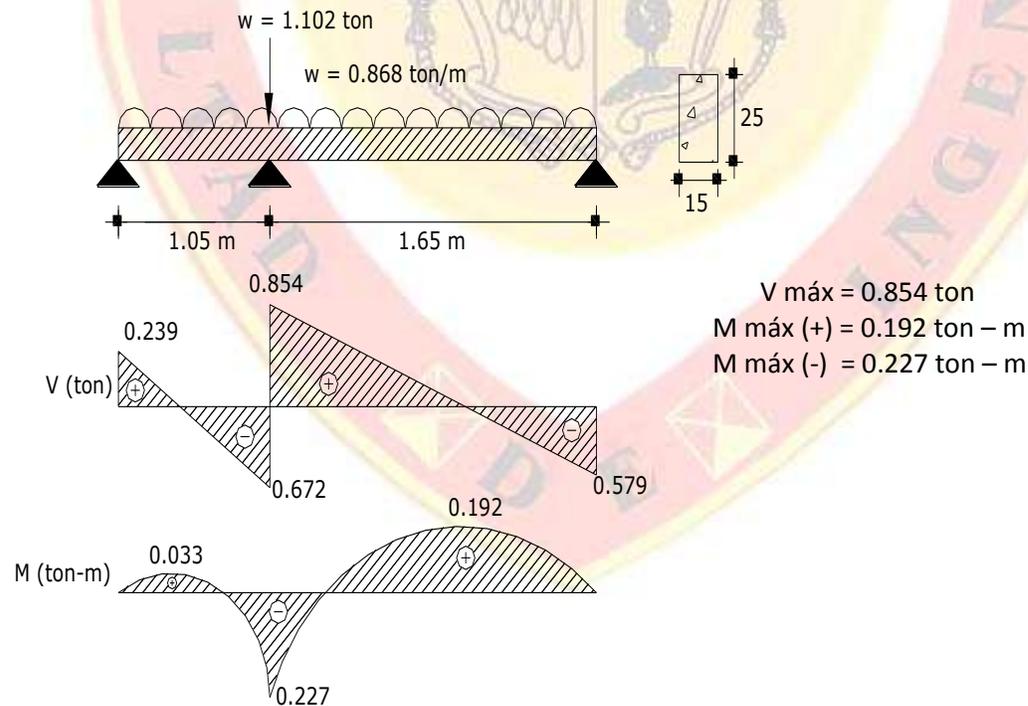
Se propone una trabe de:

b = 15.00 cm

h = 25.00 cm

Peso propio (b*h*2.4) = 0.09 ton/m

W carga repartida = 0.896 ton/m



DISEÑO POR FLEXIÓN

DATOS DE DISEÑO:

$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $Fr = 0.9$
 $b = 15.00 \text{ cm}$
 $h = 25.00 \text{ cm}$
 $Rec = 2.00 \text{ cm}$
 $d = 23.00 \text{ cm}$

Expresión para el cálculo de ρ :

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

ACERO REQUERIDO:

Para momento positivo M (+)

$Mu (+) = 0.269 \text{ ton-m}$
 $\rho \text{ calculado} = 0.000906$
 $\rho \text{ mín} = 0.002635$
 $\rho \text{ máx} = 0.014286$
 $\rho_b = 0.019048$
 $\rho \text{ de diseño} = 0.002635$
 $Areq = \rho b d = 0.91 \text{ cm}^2$
 Se proponen 2 varillas No. 4
 $a_o = 1.27 \text{ cm}^2$
 $2 \# 4 = 2.54 \text{ cm}^2$

Para momento negativo M (-)

$Mu (-) = 0.318 \text{ ton-m}$
 $\rho \text{ calculado} = 0.001074$
 $\rho \text{ mín} = 0.002635$
 $\rho \text{ máx} = 0.014286$
 $\rho_b = 0.019048$
 $\rho \text{ de diseño} = 0.002635$
 $Areq = \rho b d = 0.91 \text{ cm}^2$
 Se proponen 2 varillas No. 4
 $a_o = 1.27 \text{ cm}^2$
 $2 \# 4 = 2.54 \text{ cm}^2$

DISEÑO POR CORTANTE

Expresión para el cálculo del cortante último:

$V \text{ máx} = 0.854 \text{ ton}$
 $V_u = 1195.60 \text{ kg}$
 $A_s \text{ real} = 2.54 \text{ cm}^2$
 $\rho \text{ real} = 0.007362$

$$V_u = 1.4 V_{\text{máx}}$$

Dado que $\rho \text{ real} < 0.015$ el cortante resistente se calculara de la forma siguiente:

$$V_{cr} = Frbd (0.20 + 20 \rho) \sqrt{f^*c}$$

$V_{cr} = 1355.38 \text{ kg}$

Por lo tanto $V_{cr} > V_u$



Como el cortante último es menor que el cortante directo, se deberá colocar un refuerzo mínimo por tensión diagonal de acuerdo a lo establecido en el artículo 2.5.2.2 de las NTC.

Cálculo de la separación de los estribos

$$S = d/2 = 11.50 \text{ cm}$$

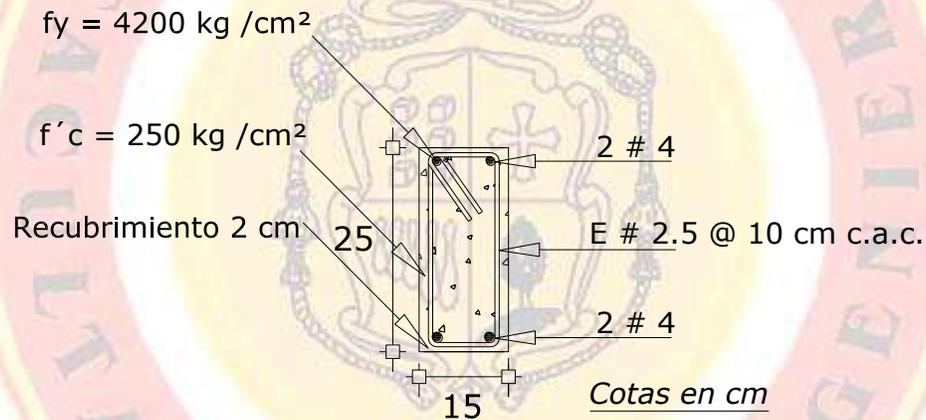
Cálculo del área de refuerzo mínimo

$$A_{v\text{mín}} = 0.25 \sqrt{f^*c} \frac{bs}{f_y} \quad A_v = 0.145 \text{ cm}^2$$

De acuerdo a lo calculado se usarán estribos del # 2.5 en 2 ramas que se colocarán verticales a $\theta = 90^\circ$ y una separación de 10 c.a.c.

Se usarán estribos del # 2.5 @ 10 cm c.a.c. en 2 ramas

CROQUIS DE ARMADO



TRABE T – 4

Cargas que actúan sobre la trabe:

- Peso de la losa de cuarto de servicio
- Peso del muro de carga 4 B-C
- Peso de la losa de azotea
- Peso propio de la trabe

Análisis de las descargas en el tramo B - C del eje 4.

> Análisis de la descarga de la losa de cuarto de servicio

Área tributaria de la losa = 1.651 m^2

W losa de cuarto de servicio = 0.687 ton/m^2

W cuarto de servicio = **1.134 ton**

Longitud del tramo = 2.600 m

Descarga por metro lineal = 0.436 ton/m

> Análisis de la descarga del muro de carga 4 B-C

W Muro yeso/mortero - mortero = 0.293 ton/m^2

Longitud de muro = 1.400 m

Altura de muro = 2.400 m

W muro = 0.984 ton

Descarga por metro lineal = 0.379 ton/m

> Análisis de la descarga de la losa de azotea en el tramo A - C del eje 4

Área tributaria de la losa = 2.423 m^2

W losa de azotea = 0.687 ton/m^2

W losa de azotea = 1.665 ton

Longitud del tramo = 2.600 m

Descarga por metro lineal = 0.640 ton/m

Se propone una trabe de:

b = 15.00 cm

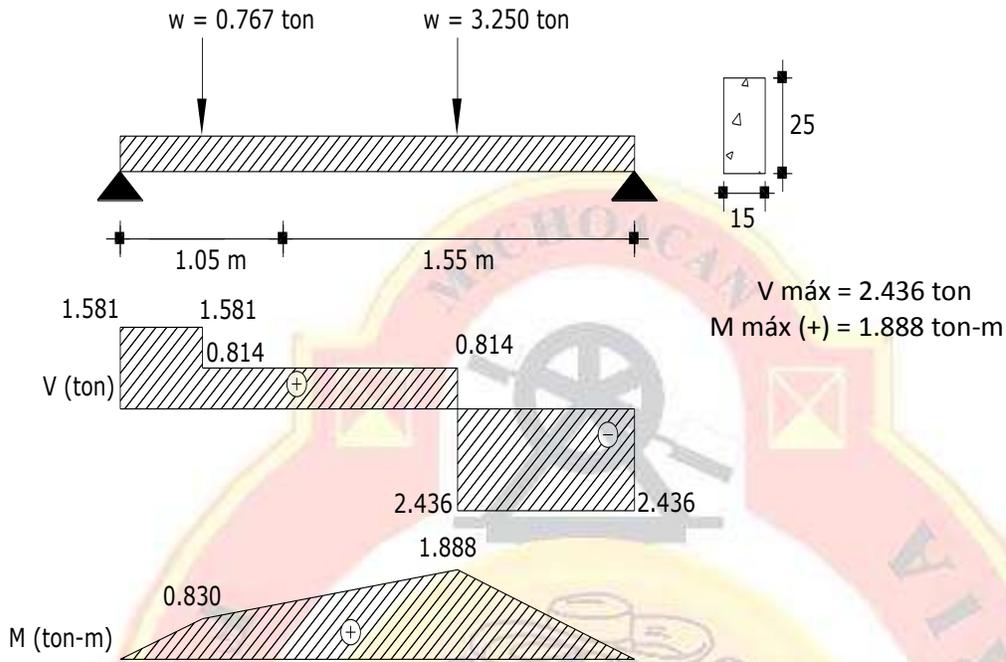
h = 25.00 cm

Peso propio ($b \cdot h \cdot 2.4$) = **0.09 ton/m**

W carga puntual tramo A - B = (0.730 ton/m * 1.05 m) = 0.767 ton

W carga puntual tramo B - C = (2.097 ton/m * 1.55 m) = 3.250 ton





DISEÑO POR FLEXIÓN

DATOS DE DISEÑO:

- $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- $f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$
- $f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $Fr = 0.9$
- $b = 15.00 \text{ cm}$
- $h = 25.00 \text{ cm}$
- $Rec = 2.00 \text{ cm}$
- $d = 23.00 \text{ cm}$

Expresión para el cálculo de ρ :

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

ACERO REQUERIDO:

Para momento positivo $M (+)$

$M_u (+) = 2.643 \text{ ton-m}$

- $\rho \text{ calculado} = 0.010063$
- $\rho \text{ mín} = 0.002635$
- $\rho \text{ máx} = 0.014286$
- $\rho_b = 0.019048$

$\rho \text{ de diseño} = 0.010063$

Para momento negativo $M (-)$

No existe momento negativo por lo que se utilizara el A_s mín.

$\rho \text{ de diseño} = 0.002635$

$A_{req} = \rho b d = 0.91 \text{ cm}^2$



$$A_{req} = \rho b d = 3.47 \text{ cm}^2$$

Se proponen 2 varillas No. 4

Se proponen 3 varillas No. 4

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

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

$$2 \# 4 = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$3 \# 4 = 3.81 \text{ cm}^2$$

DISEÑO POR CORTANTE

Expresión para el cálculo del cortante último:

$$V \text{ máx} = 2.436 \text{ ton}$$

$$V_u = 3410.40 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.4 V_{\text{máx}}$$

$$A_s \text{ real} = 3.81 \text{ cm}^2$$

$$\rho \text{ real} = 0.011043$$

Dado que $\rho \text{ real} < 0.015$ el cortante resistente se calcula de la forma siguiente:

$$V_{cr} = F_r b d (0.20 + 20 \rho) \sqrt{f * c}$$

$$V_{cr} = 1642.75 \text{ kg}$$

Por lo tanto $V_{cr} < V_u$

Como el cortante último es mayor que el cortante directo, se deberá colocar refuerzo por tensión diagonal, proponiendo para este caso estribos del # 2.5 en 2 ramas que se colocarán verticales a $\theta = 90^\circ$.

$$a_o = 0.49 \text{ cm}^2 \text{ (área mínima de refuerzo)}$$

$$A_v = 0.98 \text{ cm}^2 \text{ (área de refuerzo por tener 2 ramas)}$$

Cálculo de la separación de los estribos tomando en cuenta las limitaciones

$$S \text{ mín} = 6.00 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 0.25d \text{ _si_ } V_u \geq 1.5 F_r b d \sqrt{f * c}$$

$$S_{\text{máx}} = 0.5d \text{ _si_ } V_u \leq 1.5 F_r b d \sqrt{f * c} \quad \longleftarrow \quad S \text{ máx} = 11.50 \text{ cm}$$

Separación requerida

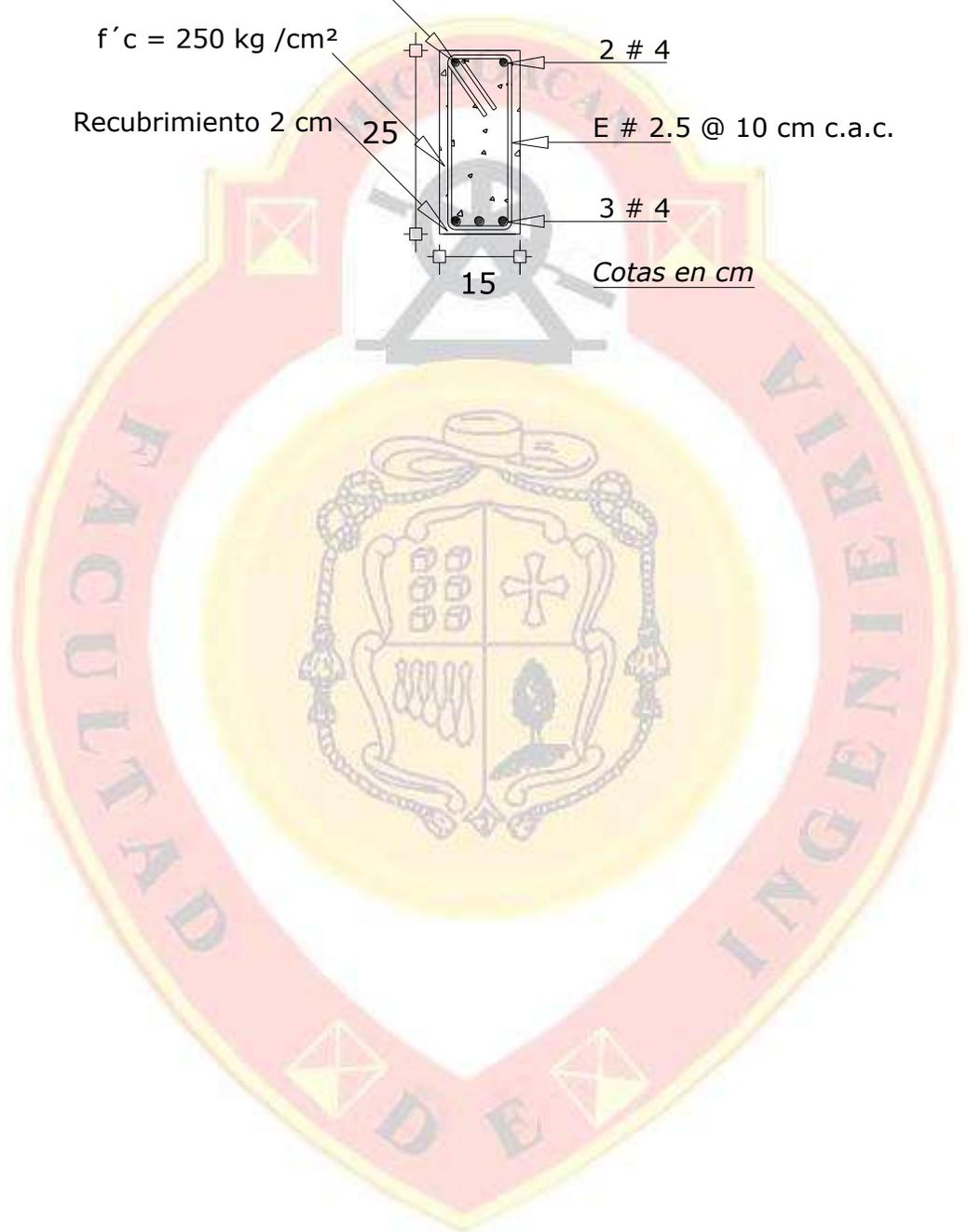
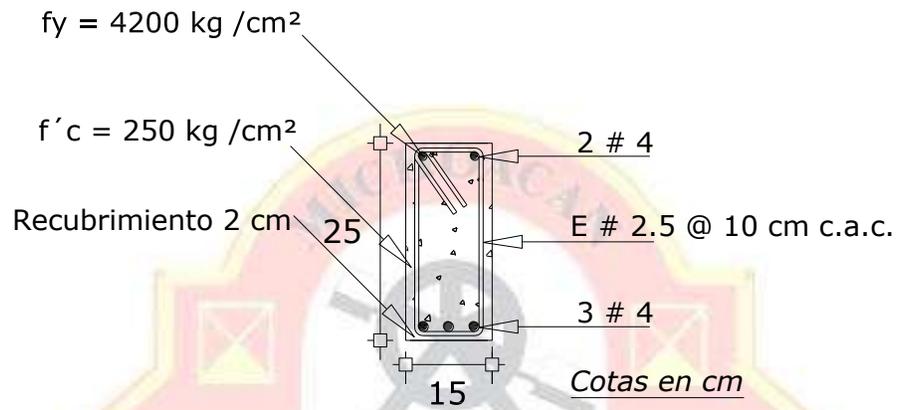
$$S = \frac{F_r A_v F_{yd}}{V_{sr}} \quad S = 42.84 \text{ cm}$$

Como $S > S \text{ máx}$; se propone $S = 10 \text{ cm}$

Se usarán estribos del # 2.5 @ 10 cm c.a.c. en 2 ramas



CROQUIS DE ARMADO



TRABE T – 5

Cargas que actúan sobre la trabe:

- Peso de la losa de azotea
- Peso propio de la trabe

Análisis de la descarga de la losa de azotea

> Tramo B - D del eje 6.

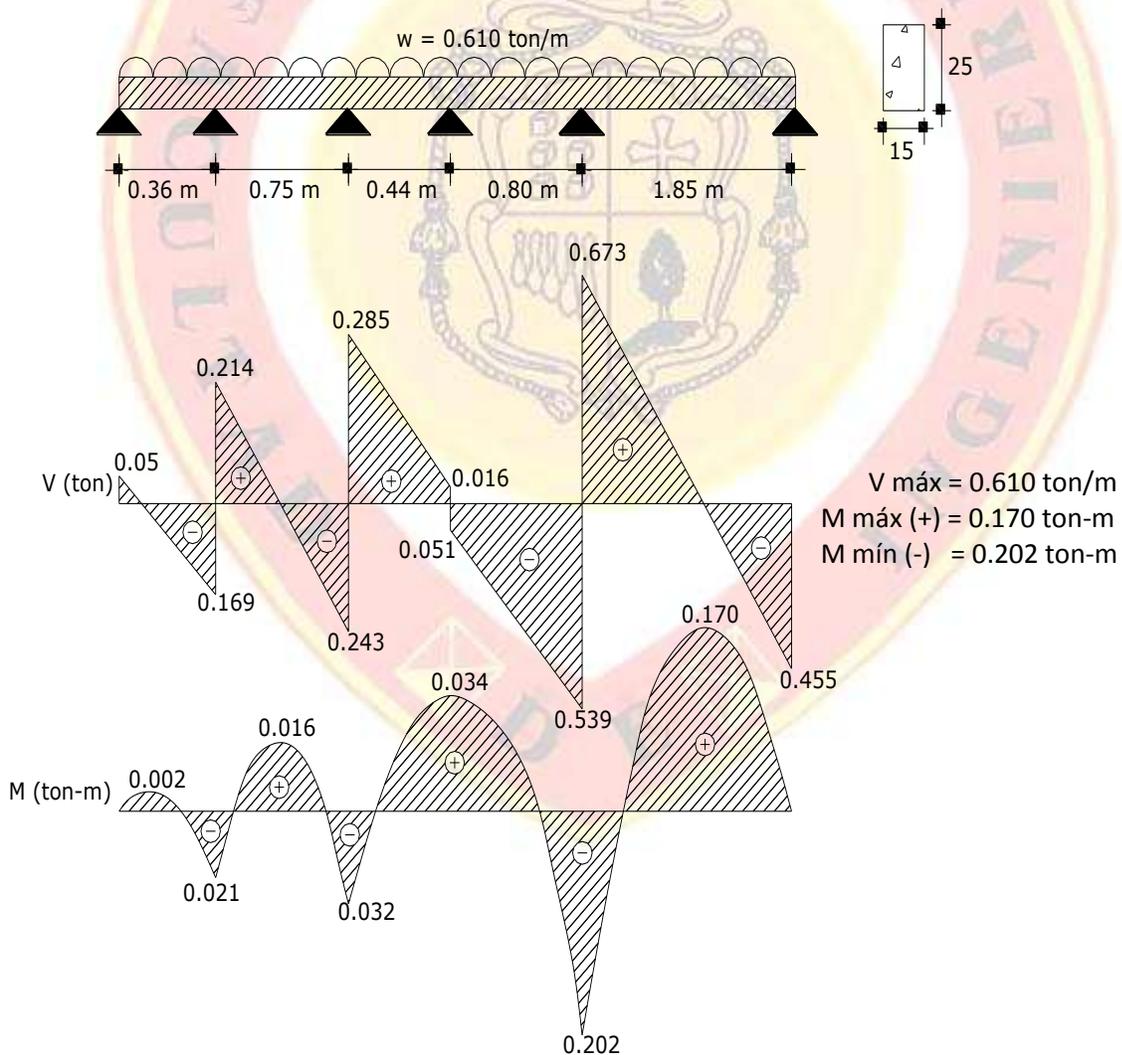
Área tributaria de la losa = 4.356 m²
 W losa de azotea inclinada = 0.501 ton/m²
W losa de azotea inclinada = 2.182 ton
 Longitud del tramo = 4.200 m
Descarga por metro lineal = 0.520 ton/m

Se propone una trabe de:

b = 15.00 cm
h = 25.00 cm

Peso propio (b*h*2.4) = 0.09 ton/m

W carga repartida = 0.610 ton/m



DISEÑO POR FLEXIÓN

DATOS DE DISEÑO:

- $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- $f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$
- $f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $Fr = 0.9$
- $b = 15.00 \text{ cm}$
- $h = 25.00 \text{ cm}$
- $Rec = 2.00 \text{ cm}$
- $d = 23.00 \text{ cm}$

Expresión para el cálculo de ρ :

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

ACERO REQUERIDO:

Para momento positivo M (+)

- $Mu (+) = 0.238 \text{ ton-m}$
- $\rho \text{ calculado} = 0.000801$
- $\rho \text{ mín} = 0.002635$
- $\rho \text{ máx} = 0.014286$
- $\rho_b = 0.019048$
- $\rho \text{ de diseño} = 0.002635$
- $Areq = \rho b d = 0.91 \text{ cm}^2$
- Se proponen 2 varillas No. 4
- $a_o = 1.27 \text{ cm}^2$
- $2 \# 4 = 2.54 \text{ cm}^2$

Para momento negativo M (-)

- $Mu (-) = 0.283 \text{ ton-m}$
- $\rho \text{ calculado} = 0.000954$
- $\rho \text{ mín} = 0.002635$
- $\rho \text{ máx} = 0.014286$
- $\rho_b = 0.019048$
- $\rho \text{ de diseño} = 0.002635$
- $Areq = \rho b d = 0.91 \text{ cm}^2$
- Se proponen 2 varillas No. 4
- $a_o = 1.27 \text{ cm}^2$
- $2 \# 4 = 2.54 \text{ cm}^2$

DISEÑO POR CORTANTE

Expresión para el cálculo del cortante último:

- $V \text{ máx} = 0.673 \text{ ton}$
- $V_u = 942.20 \text{ kg}$
- $A_s \text{ real} = 2.54 \text{ cm}^2$
- $\rho \text{ real} = 0.007362$

$$V_u = 1.4 V_{\text{máx}}$$

Dado que $\rho \text{ real} < 0.015$ el cortante resistente se calculara de la forma siguiente:

$$V_{cr} = Frbd (0.20 + 20 \rho) \sqrt{f^*c}$$

$$V_{cr} = 1355.38 \text{ kg}$$

Por lo tanto $V_{cr} > V_u$



Como el cortante último es menor que el cortante directo, se deberá colocar un refuerzo mínimo por tensión diagonal de acuerdo a lo establecido en el artículo 2.5.2.2 de las NTC.

Cálculo de la separación de los estribos

$$S = d/2 = 11.50 \text{ cm}$$

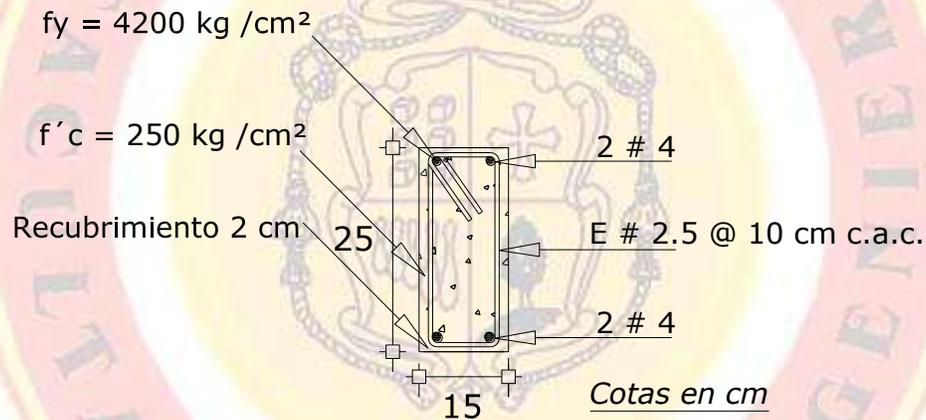
Cálculo del área de refuerzo mínimo

$$A_{v\text{mín}} = 0.25 \sqrt{f^*c} \frac{bs}{f_y} \quad A_v = 0.145 \text{ cm}^2$$

De acuerdo a lo calculado se usarán estribos del # 2.5 en 2 ramas que se colocarán verticales a $\theta = 90^\circ$ y una separación de 10 cm c.a.c.

Se usarán estribos del # 2.5 @ 10 cm c.a.c. en 2 ramas

CROQUIS DE ARMADO



TRABE T – 9

- Cargas que actúan sobre la trabe:
- Peso de la losa de azotea
 - Peso del muro de carga C 2 - 3
 - Peso del muro de carga C del tablero X
 - Peso del muro de carga C del tablero IX
 - Carga puntual de la trabe T-4
 - Peso de la losa de entrepiso
 - Peso propio de la trabe

Análisis de las descargas en el tramo 4 - 5' del eje C.

> Análisis de la descarga de la losa de azotea horizontal

- Área tributaria de la losa = 0.493 m²
W losa de azotea horizontal = 0.687 ton/m²
W losa de azotea = **0.339 ton**
Longitud del tramo = 4.000 m
Descarga por metro lineal = 0.085 ton/m

> Análisis de la descarga de la losa de azotea inclinada

- Área tributaria de la losa = 4.905 m²
W losa de azotea inclinada = 0.501 ton/m²
W losa de azotea = **2.457 ton**
Longitud del tramo = 4.000 m
Descarga por metro lineal = 0.614 ton/m

> Análisis de la descarga del muro de carga C del tablero IX

- W Muro azulejo - mortero/yeso = 0.340 ton/m²
Longitud de muro = 1.350 m
Altura de muro = 2.700 m
W muro = 1.239 ton
Descarga por metro lineal = 0.310 ton/m

> Análisis de la descarga del muro de carga C del tablero X

- W Muro yeso/mortero-mortero/yeso = 0.315 ton/m²
Longitud de muro = 0.450 m
Altura de muro = 2.700 m
W muro = 0.383 ton
Descarga por metro lineal = 0.096 ton/m

> Carga puntual de la trabe T – 4 que descarga en el cruce del eje 4 con el C = 2.436 ton

Análisis de las descargas en el tramo 2 - 4 del eje C.

> Análisis de la descarga de la losa de azotea horizontal

- Área tributaria de la losa = 6.171 m²
W losa de azotea horizontal = 0.687 ton/m²



W losa de azotea = 4.239 ton
 Longitud del tramo = 4.175 m
Descarga por metro lineal = 1.015 ton/m

> Análisis de la descarga del muro de carga C 2 - 3
 W Muro yeso/mortero-mortero/yeso = 0.315 ton/m²
 Longitud de muro = 2.825 m
 Altura de muro = 2.700 m
 W muro = 2.403 ton
Descarga por metro lineal = 0.575 ton/m

Análisis de la descarga de la losa de entrepiso en el tramo 2 - 5' del eje C

Área tributaria de la losa = 13.37 m²
 W losa de entrepiso = 0.626 ton/m²
W losa de entrepiso = 8.370 ton
 Longitud del tramo = 8.175 m
Descarga por metro lineal = 1.024 ton/m

Se propone una trabe de:

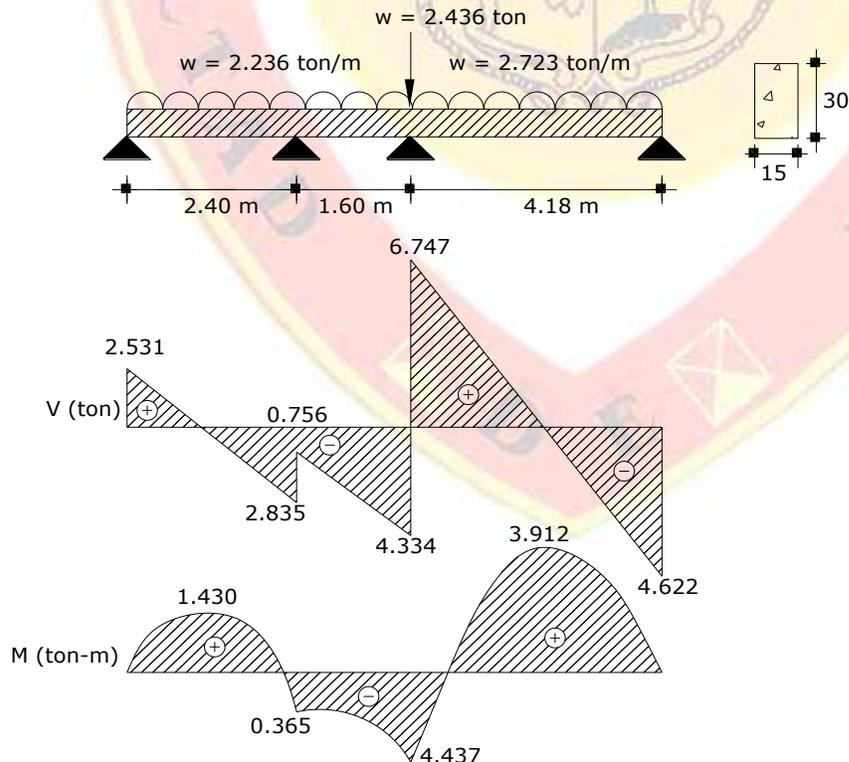
b = 15.00 cm

h = 30.00 cm

Peso propio (b*h*2.4) = 0.11 ton/m

W carga repartida en el tramo 2 - 4 del eje C = 2.723 ton/m

W carga repartida en el tramo 4 - 5' del eje C = 2.236 ton/m



V máx = 6.747 ton
 M máx (+) = 3.912 ton-m
 M mín (-) = 4.437 ton-m



DISEÑO POR FLEXIÓN

DATOS DE DISEÑO:

$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $Fr = 0.9$
 $b = 15.00 \text{ cm}$
 $h = 30.00 \text{ cm}$
 $Rec = 2.00 \text{ cm}$
 $d = 28.00 \text{ cm}$

Expresión para el cálculo de ρ :

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

ACERO REQUERIDO:

Para momento positivo M (+)

$Mu (+) = 5.477 \text{ ton-m}$
 $\rho \text{ calculado} = 0.015159$
 $\rho \text{ mín} = 0.002635$
 $\rho \text{ máx} = 0.014286$
 $\rho_b = 0.019048$
 $\rho \text{ de diseño} = 0.015159$
 $Areq = \rho b d = 6.34 \text{ cm}^2$

Se proponen 5 varillas No. 4

$a_o = 1.27 \text{ cm}^2$
 $5 \# 4 = 6.35 \text{ cm}^2$

Para momento negativo M (-)

$Mu (-) = 6.212 \text{ ton-m}$
 $\rho \text{ calculado} = 0.017957$
 $\rho \text{ mín} = 0.002635$
 $\rho \text{ máx} = 0.014286$
 $\rho_b = 0.019048$
 $\rho \text{ de diseño} = 0.017957$
 $Areq = \rho b d = 7.54 \text{ cm}^2$

Se proponen 6 varillas No. 4

$a_o = 1.27 \text{ cm}^2$
 $2 \# 4 = 7.62 \text{ cm}^2$

DISEÑO POR CORTANTE

Expresión para el cálculo del cortante último:

$V \text{ máx} = 6.747 \text{ ton}$
 $V_u = 9445.80 \text{ kg}$

$$V_u = 1.4 V_{\text{máx}}$$

$A_s \text{ real} = 6.35 \text{ cm}^2$
 $\rho \text{ real} = 0.015119$

Dado que $\rho \text{ real} < 0.015$ el cortante resistente se calculara de la forma siguiente:

$$V_{cr} = Frbd (0.20 + 20 \rho) \sqrt{f^*c}$$

$V_{cr} = 2375.88 \text{ kg}$

Por lo tanto $V_{cr} < V_u$



Como el cortante último es mayor que el cortante directo, se deberá colocar refuerzo por tensión diagonal, proponiendo para este caso estribos del # 2.5 en 2 ramas que se colocarán verticales a $\theta = 90^\circ$.

$$a_o = 0.49 \text{ cm}^2 \text{ (área mínima de refuerzo)}$$

$$A_v = 0.98 \text{ cm}^2 \text{ (área de refuerzo por tener 2 ramas)}$$

Cálculo de la separación de los estribos tomando en cuenta las limitaciones

$$S \text{ mín} = 6.00 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 0.25d \text{ _si_ } Vu \geq 1.5Frbd\sqrt{f'c} \leftarrow S \text{ máx} = 7.00 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 0.5d \text{ _si_ } Vu \leq 1.5Frbd\sqrt{f'c}$$

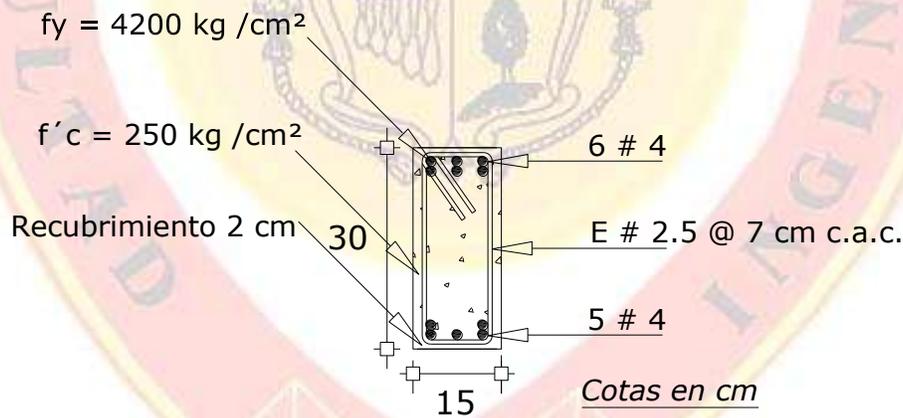
Separación requerida

$$S = \frac{FrAvFyd}{Vsr} \quad S = 13.04 \text{ cm}$$

Como $S > S \text{ máx}$; se propone $S = 7 \text{ cm}$

Se usarán estribos del # 2.5 @ 7 cm c.a.c. en 2 ramas

CROQUIS DE ARMADO



TRABE T – 10

- Cargas que actúan sobre la trabe:
- Peso de la losa de azotea
 - Peso del muro de carga B 2 - 3
 - Peso del muro de carga B 5 - 5'
 - Cargas puntuales de la trabe T-3
 - Peso de la losa de entrepiso
 - Peso propio de la trabe

Análisis de las descargas en el tramo 4 - al extremo derecho de la trabe del eje B.

- > Análisis de la descarga de la losa de azotea horizontal
- Área tributaria de la losa = 2.082 m²
- W losa de azotea horizontal = 0.687 ton/m²
- W losa de azotea = **1.430 ton**
- Longitud del tramo = 2.100 m
- Descarga por metro lineal = 0.681 ton/m**

- > Análisis de la descarga del muro de carga B 2 -3
- W Muro yeso/mortero-mortero/yeso = 0.315 ton/ m²
- Longitud de muro = 0.900 m
- Altura de muro = 2.700 m
- W muro = 0.765 ton
- Descarga por metro lineal = 0.365 ton/m**

> Cargas puntuales de los extremos de la trabe T – 3:

$$W1 = 0.240$$

$$W2 = 0.579$$

Análisis de las descargas en el tramo 4 - al extremo izquierdo de la trabe del eje B.

- > Análisis de la descarga de la losa de azotea horizontal
- Área tributaria de la losa = 2.872 m²
- W losa de azotea horizontal = 0.687 ton/m²
- W losa de azotea = **1.973 ton**
- Longitud del tramo = 4.000 m
- Descarga por metro lineal = 0.493 ton/m**

- > Análisis de la descarga de la losa de azotea inclinada
- Área tributaria de la losa = 1.715 m²
- W losa de azotea inclinada = 0.501 ton/m²
- W losa de azotea = **0.859 ton**

- Longitud del tramo = 4.000 m
- Descarga por metro lineal = 0.215 ton/m**



> Análisis de la descarga del muro de carga B 5 - 5'

W Muro azulejo - mortero/yeso = 0.340 ton/m²

Longitud de muro = 2.280 m

Altura de muro = 2.700 m

W muro = 2.093 ton

Descarga por metro lineal = 0.523 ton/m

Análisis de la descarga de la losa de entrepiso en el tramo 2 - 5' del eje B

Área tributaria de la losa = 9.951 m²

W losa de entrepiso = 0.626 ton/m²

W losa de entrepiso = 6.229 ton

Longitud del tramo = 6.100 m

Descarga por metro lineal = 1.021 ton/m

Se propone una trabe de:

b = 15.00 cm

h = 30.00 cm

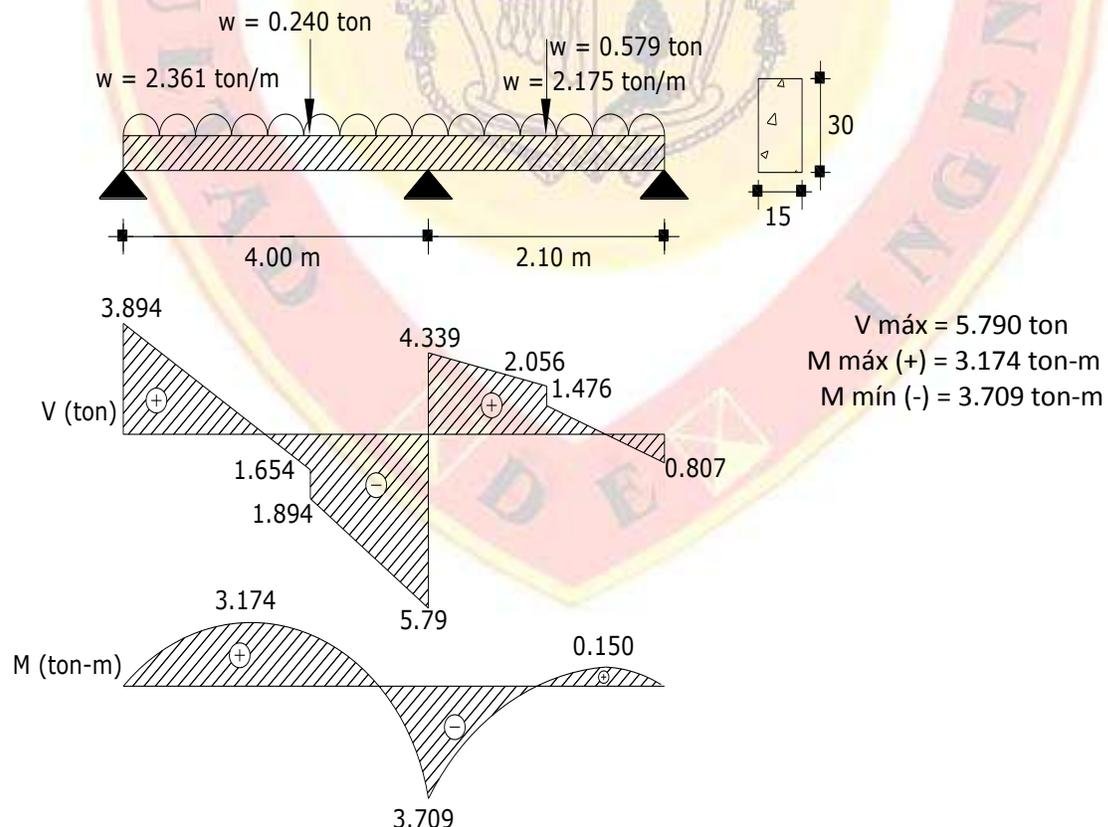
Peso propio (b*h*2.4) = 0.11 ton/m

W carga repartida en el tramo 4 – al extremo derecho de la trabe del eje B.

w = 2.175 ton/m

W carga repartida en el tramo 4 – al extremo izquierdo de la trabe del eje B.

w = 2.361 ton/m



DISEÑO POR FLEXIÓN

DATOS DE DISEÑO:

$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $Fr = 0.9$
 $b = 15.00 \text{ cm}$
 $h = 30.00 \text{ cm}$
 $Rec = 2.00 \text{ cm}$
 $d = 28.00 \text{ cm}$

Expresión para el cálculo de ρ :

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

ACERO REQUERIDO:

Para momento positivo M (+)

$Mu (+) = 4.444 \text{ ton-m}$
 $\rho \text{ calculado} = 0.011682$
 $\rho \text{ mín} = 0.002635$
 $\rho \text{ máx} = 0.014286$
 $\rho_b = 0.019048$
 $\rho \text{ de diseño} = 0.011682$
 $Areq = \rho b d = 4.91 \text{ cm}^2$

Se proponen 4 varillas No. 4

$a_o = 1.27 \text{ cm}^2$
 $4 \# 4 = 5.08 \text{ cm}^2$

Para momento negativo M (-)

$Mu (-) = 5.193 \text{ ton-m}$
 $\rho \text{ calculado} = 0.014157$
 $\rho \text{ mín} = 0.002635$
 $\rho \text{ máx} = 0.014286$
 $\rho_b = 0.019048$
 $\rho \text{ de diseño} = 0.014157$
 $Areq = \rho b d = 5.95 \text{ cm}^2$

Se proponen 5 varillas No. 4

$a_o = 1.27 \text{ cm}^2$
 $5 \# 4 = 6.35 \text{ cm}^2$

DISEÑO POR CORTANTE

Expresión para el cálculo del cortante último:

$V \text{ máx} = 5.790 \text{ ton}$
 $V_u = 8106.00 \text{ kg}$

$$V_u = 1.4 V_{\text{máx}}$$

$A_s \text{ real} = 5.08 \text{ cm}^2$
 $\rho \text{ real} = 0.012095$

Dado que $\rho \text{ real} < 0.015$ el cortante resistente se calculara de la forma siguiente:

$$V_{cr} = Frbd (0.20 + 20 \rho) \sqrt{f^*c}$$

$V_{cr} = 2099.82 \text{ kg}$

Por lo tanto $V_{cr} < V_u$



Como el cortante último es mayor que el cortante directo, se deberá colocar refuerzo por tensión diagonal, proponiendo para este caso estribos del # 2.5 en 2 ramas que se colocarán verticales a $\theta = 90^\circ$.

$$a_o = 0.49 \text{ cm}^2 \text{ (área mínima de refuerzo)}$$

$$A_v = 0.98 \text{ cm}^2 \text{ (área de refuerzo por tener 2 ramas)}$$

Cálculo de la separación de los estribos tomando en cuenta las limitaciones

S mín = 6.00 cm

$$S_{m\acute{a}x} = 0.25d \text{ si } Vu \geq 1.5Frbd\sqrt{f \cdot c} \quad \leftarrow \quad S \text{ máx} = 7.00 \text{ cm}$$

$$S_{m\acute{a}x} = 0.5d \text{ si } Vu \leq 1.5Frbd\sqrt{f \cdot c}$$

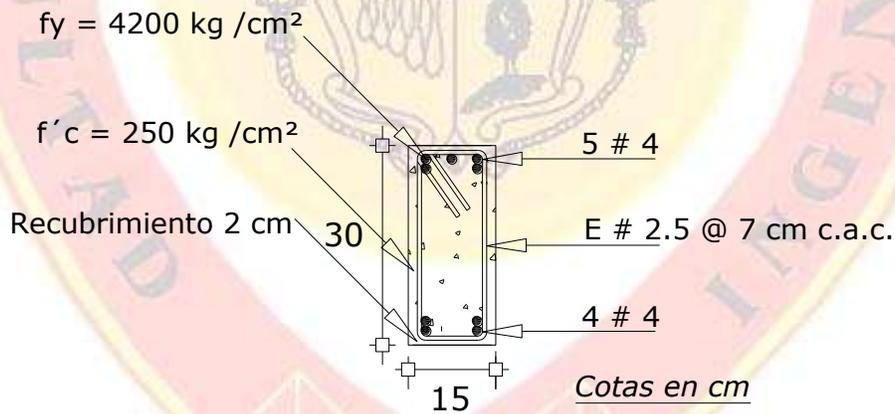
Separación requerida

$$S = \frac{FrAvFyd}{Vsr} \quad S = 15.35 \text{ cm}$$

Como $S > S \text{ máx}$; se propone $S = 7 \text{ cm}$

Se usarán estribos del # 2.5 @ 7 cm c.a.c. en 2 ramas

CROQUIS DE ARMADO



TRABE T – 11

- Cargas que actúan sobre la trabe:
- Peso de la losa de azotea
 - Peso del muro de carga 4 C - D
 - Carga puntual de la trabe T-10
 - Peso de la losa de entrepiso
 - Peso propio de la trabe

Análisis de las descargas en el tramo C - al extremo derecho de la trabe del eje 4.

> Análisis de la descarga de la losa de azotea horizontal

$$\begin{aligned}\text{Área tributaria de la losa} &= 1.013 \text{ m}^2 \\ \text{W losa de azotea horizontal} &= 0.687 \text{ ton/m}^2 \\ \text{W losa de azotea} &= \mathbf{0.696 \text{ ton}} \\ \text{Longitud del tramo} &= 1.550 \text{ m} \\ \text{Descarga por metro lineal} &= \mathbf{0.449 \text{ ton/m}}\end{aligned}$$

> Análisis de la descarga de la losa de azotea inclinada

$$\begin{aligned}\text{Área tributaria de la losa} &= 0.878 \text{ m}^2 \\ \text{W losa de azotea inclinada} &= 0.501 \text{ ton/m}^2 \\ \text{W losa de azotea} &= \mathbf{0.440 \text{ ton}} \\ \text{Longitud del tramo} &= 1.550 \text{ m} \\ \text{Descarga por metro lineal} &= \mathbf{0.284 \text{ ton/m}}\end{aligned}$$

> Análisis de la descarga del muro de carga 4 C – D

$$\begin{aligned}\text{W Muro yeso/mortero-mortero/yeso} &= 0.315 \text{ ton/m}^2 \\ \text{Longitud de muro} &= 1.400 \text{ m} \\ \text{Altura de muro} &= 2.700 \text{ m} \\ \text{W muro} &= 1.191 \text{ ton} \\ \text{Descarga por metro lineal} &= \mathbf{0.768 \text{ ton/m}}\end{aligned}$$

> Carga puntual de la trabe T – 10 que descarga en el cruce del eje 4 con el B = 10.130 ton

Análisis de la descarga de la losa de entrepiso en el tramo B - D del eje 4

$$\begin{aligned}\text{Área tributaria de la losa} &= 1.200 \text{ m}^2 \\ \text{W losa de entrepiso} &= 0.626 \text{ ton/m}^2 \\ \text{W losa de entrepiso} &= \mathbf{0.751 \text{ ton}} \\ \text{Longitud del tramo} &= 3.100 \text{ m} \\ \text{Descarga por metro lineal} &= \mathbf{0.242 \text{ ton/m}}\end{aligned}$$

Se propone una trabe de:

$$b = 15.00 \text{ cm}$$

$$h = 30.00 \text{ cm}$$

$$\text{Peso propio } (b \cdot h \cdot 2.4) = \mathbf{0.11 \text{ ton/m}}$$

W carga puntual en el tramo C – al extremo derecho de la trabe del eje 4.

$$w = (1.851 \text{ ton/m} \cdot 1.55 \text{ m}) = \mathbf{2.869 \text{ ton}}$$

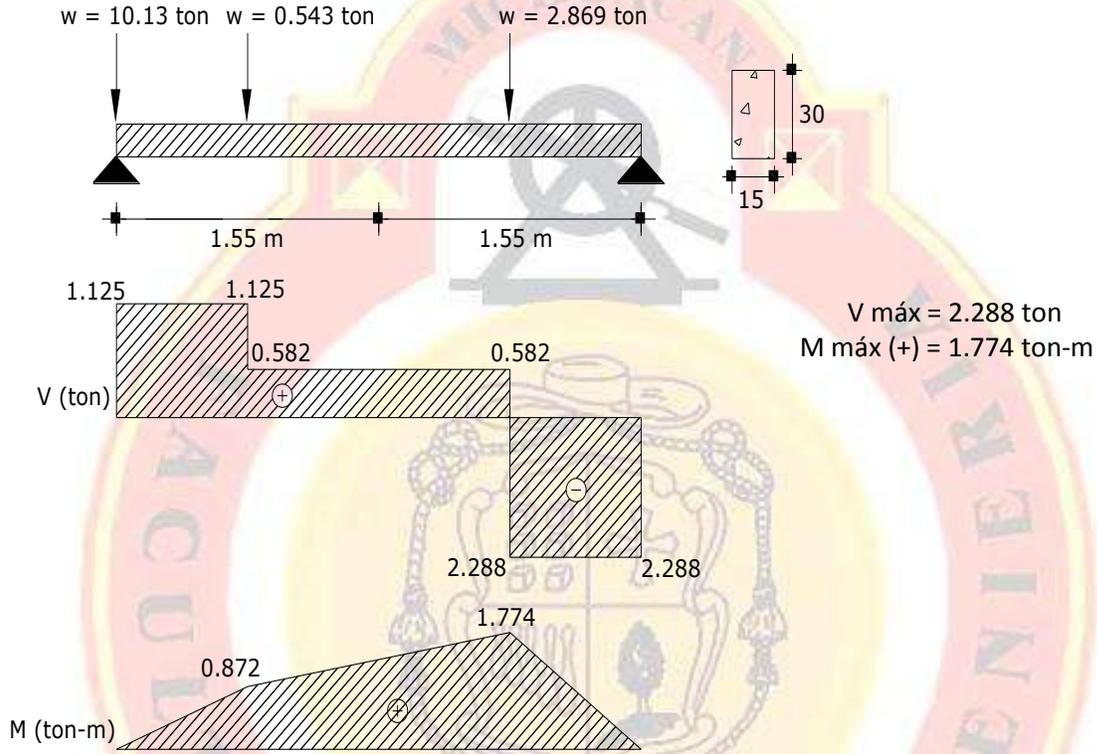


W carga repartida en el tramo B – C.

$$w = (0.350 \text{ ton/m} * 1.55 \text{ m}) = 0.543 \text{ ton}$$

W total de la carga puntual que descarga en el cruce del eje 4 con el eje B.

$$w = 10.13 \text{ ton/m}$$



DATOS DE DISEÑO:

- $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- $f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$
- $f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $Fr = 0.9$
- $b = 15.00 \text{ cm}$
- $h = 30.00 \text{ cm}$
- $Rec = 2.00 \text{ cm}$
- $d = 28.00 \text{ cm}$

Expresión para el cálculo de ρ :

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



ACERO REQUERIDO:

Para momento positivo M (+)

$$Mu (+) = 2.484 \text{ ton-m}$$

$$\rho \text{ calculado} = 0.006037$$

$$\rho \text{ mín} = 0.002635$$

$$\rho \text{ máx} = 0.014286$$

$$\rho_b = 0.019048$$

$$\rho \text{ de diseño} = 0.006037$$

$$A_{req} = \rho b d = 2.54 \text{ cm}^2$$

Se proponen 2 varillas No. 4

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

$$2 \# 4 = 2.54 \text{ cm}^2$$

Para momento negativo M (-)

No existe momento negativo por lo que se utilizara el As mín.

$$\rho \text{ de diseño} = 0.002635$$

$$A_{req} = \rho b d = 0.91 \text{ cm}^2$$

Se proponen 2 varillas No. 4

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

$$2 \# 4 = 2.54 \text{ cm}^2$$

DISEÑO POR CORTANTE

Expresión para el cálculo del cortante último:

$$V \text{ máx} = 2.288 \text{ ton}$$

$$V_u = 3203.20 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.4 V_{\text{máx}}$$

$$A_s \text{ real} = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$\rho \text{ real} = 0.006048$$

Dado que $\rho \text{ real} < 0.015$ el cortante resistente se calculara de la forma siguiente:

$$V_{cr} = F_r b d (0.20 + 20 \rho) \sqrt{f * c}$$

$$V_{cr} = 1525.09 \text{ kg}$$

Por lo tanto $V_{cr} < V_u$

Como el cortante último es mayor que el cortante directo, se deberá colocar refuerzo por tensión diagonal, proponiendo para este caso estribos del # 2.5 en 2 ramas que se colocarán verticales a $\theta = 90^\circ$.

$$a_o = 0.49 \text{ cm}^2 \text{ (área mínima de refuerzo)}$$

$$A_v = 0.98 \text{ cm}^2 \text{ (área de refuerzo por tener 2 ramas)}$$

Cálculo de la separación de los estribos tomando en cuenta las limitaciones

$$S \text{ mín} = 6.00 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 0.25d \text{ _si_ } V_u \geq 1.5 F_r b d \sqrt{f * c}$$

$$S_{\text{máx}} = 0.5d \text{ _si_ } V_u \leq 1.5 F_r b d \sqrt{f * c} \longleftarrow S \text{ máx} = 14.00 \text{ cm}$$



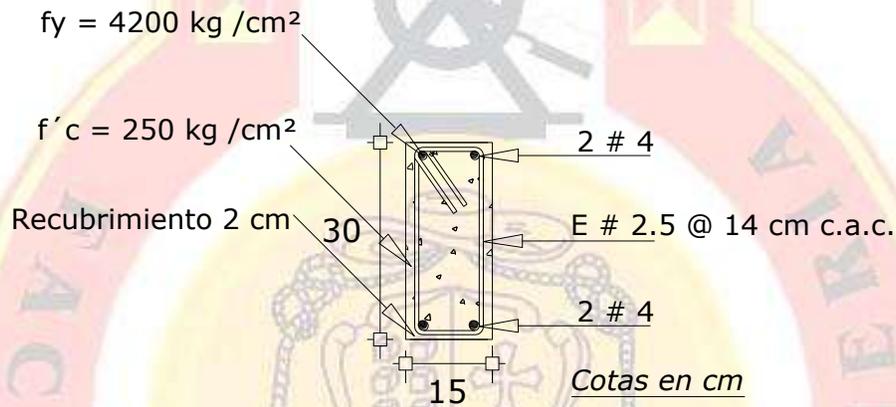
Separación requerida

$$S = \frac{FrAvFyd}{Vsr} \quad S = 54.94 \text{ cm}$$

Como $S > S \text{ máx}$; se propone $S = 14 \text{ cm}$

Se usarán estribos del # 2.5 @ 14 cm c.a.c. en 2 ramas

CROQUIS DE ARMADO



CONCENTRADO DEL CÁLCULO Y DISEÑO DE LAS TRABES

Para el cálculo de todas las traves se siguió el mismo procedimiento, por lo que sólo se presento el cálculo de las traves más desfavorables de cada nivel. A continuación se presente una tabla con los resultados del cálculo y diseño de cada una.

Trabe	b (cm)	h (cm)	d (cm)	Mu (+) (ton-m)	Mu (-) (ton-m)	As (+) (cm ²)	As (-) (cm ²)	Vu (kg)	Vcr (Kg)	Armado	Estribos
T - 1	15.00	25.00	23.00	1.099	-	2.54	2.54	1542.90	1355.38	2 varillas # 4 Lecho superior 2 varillas # 4 Lecho inferior	Est. # 2.5 @ 10 cm.
T - 2	15.00	25.00	23.00	0.675	-	2.54	2.54	947.76	1355.38	2 varillas # 4 Lecho superior 2 varillas # 4 Lecho inferior	Est. # 2.5 @ 10 cm.
T - 3	15.00	25.00	23.00	0.269	0.318	2.54	2.54	1195.60	1355.38	2 varillas # 4 Lecho superior 2 varillas # 4 Lecho inferior	Est. # 2.5 @ 10 cm.
T - 4	15.00	25.00	23.00	2.643	-	3.81	2.54	3410.40	1642.75	2 varillas # 4 Lecho superior 3 varillas # 4 Lecho inferior	Est. # 2.5 @ 10 cm.
T - 5	15.00	25.00	23.00	0.238	0.283	2.54	2.54	942.20	1355.38	2 varillas # 4 Lecho superior 2 varillas # 4 Lecho inferior	Est. # 2.5 @ 10 cm.
T - 6	15.00	25.00	23.00	0.602	-	2.54	2.54	1175.11	1355.38	2 varillas # 4 Lecho superior 2 varillas # 4 Lecho inferior	Est. # 2.5 @ 10 cm.
T - 7	15.00	25.00	23.00	0.755	-	2.54	2.54	1548.24	1355.38	2 varillas # 4 Lecho superior 2 varillas # 4 Lecho inferior	Est. # 2.5 @ 10 cm.
T - 8	15.00	25.00	23.00	0.405	0.561	2.54	2.54	1597.40	1355.38	2 varillas # 4 Lecho superior 2 varillas # 4 Lecho inferior	Est. # 2.5 @ 10 cm.
T - 9	15.00	30.00	28.00	5.477	6.212	6.35	7.62	9445.80	2375.88	6 varillas # 4 Lecho superior 5 varillas # 4 Lecho inferior	Est. # 2.5 @ 7 cm.
T - 10	15.00	30.00	28.00	4.444	5.193	5.08	6.35	8106.00	2099.82	5 varillas # 4 Lecho superior 4 varillas # 4 Lecho inferior	Est. # 2.5 @ 7 cm.
T - 11	15.00	30.00	28.00	2.484	-	2.54	2.54	3203.20	1525.09	2 varillas # 4 Lecho superior 2 varillas # 4 Lecho inferior	Est. # 2.5 @ 14 cm.
T - 12	15.00	30.00	28.00	0.722	-	2.54	2.54	1013.60	1525.09	2 varillas # 4 Lecho superior 2 varillas # 4 Lecho inferior	Est. # 2.5 @ 15 cm.



CAPÍTULO V

REVISIÓN DE MUROS POR CARGAS VERTICALES Y POR CARGAS LATERALES (SISMO)



Revisión de los Muros.

El muro es un elemento corrido cuya función principal consiste en organizar un espacio interior o exterior. En su construcción se utilizarán materiales que soporten bien los esfuerzos de compresión y aplastamiento: la piedra, el concreto armado y el tabique recocido son los más recomendables.

Los muros se pueden clasificar de acuerdo a su funcionamiento en:

1. Muros de carga.
2. Muros de contención o retención.
3. Muros divisorios.

Muros de carga. Se encuentran sometidos básicamente a esfuerzos de compresión; por tanto, para su construcción se requieren materiales resistentes, macizos, duros, capaces de evitar el aplastamiento del muro. Los materiales ideales serán la piedra, el tabique recocido y el concreto armado.

Muros divisorios. Son muros destinados a separar o aislar los espacios; por tanto, los materiales que pueden emplearse para su construcción son muy variados, pues un mueble, un vidrio o una sábana desempeñan la función de muro divisorio. Además, pueden cumplir con otros requisitos, como ser incombustibles, contar con aislamiento térmico o acústico, ser resistentes a los golpes o impermeables.

Muros de contención o de retención. Por lo general se encuentran sometidos a esfuerzos horizontales de flexión. Se les destina principalmente para contener empujes de sólidos (tierra), de líquidos (agua) o de aire. Los materiales más recomendables para construirlos son el concreto armado, la piedra y, para los que se someten a empujes de aire, las estructuras metálicas.

El *Reglamento de Construcciones para el D. F.* señala una serie de disposiciones aplicables al diseño y la construcción de muros formados con piedras naturales o artificiales, macizas o huecas, unidas con un mortero aglutinante. En esas disposiciones se incluyen los muros previamente reforzados con armados, refuerzos verticales (castillos) y horizontales (cadenas o dalas), y los muros con contrafuertes.

También se pueden clasificar de acuerdo a la manera en que trabajan en:

1. Muros diafragma.
2. Muros de mampostería confinados.
3. Muros de mampostería reforzados.

Muros diafragma. Están confinados en todo su perímetro por vigas y columnas los cuales le dan a este una mayor capacidad de soportar cargas laterales.



Muros de Mampostería confinados. Están confinados por dalas y castillos los cuales lo comprimen y hacen que tenga un mejor comportamiento y evitan que se presenten grietas en el muro.

Muros de Mampostería reforzados. Estos muros están contruidos por piezas huecas reforzadas con acero tanto vertical como horizontalmente, este se coloca en las celdas de los bloques y se rellenan con mortero. La combinación de estos materiales hace que el muro tenga un mejor comportamiento.

Revisión por cargas verticales.

La revisión por cargas verticales consiste en verificar que todos los muros de la estructura resistirán las cargas verticales que reciben además de su propio peso. Dichas cargas se deben a las losas, traveses y quizás a otras paredes estructurales, además de otras cargas complementarias que los citados elementos pueden soportar. Es decir:

$$P_R \geq P_u$$

Para la revisión se elaboro una tabla, para la cual necesitamos conocer los siguientes datos:

f_m^* = Resistencia de diseño a compresión de la mampostería (15 kg/cm^2), obtenida del artículo 2.7.1.3 de las NTC para Mampostería.

F_c = Factor gravitacional 1.4

F_R = Factor de resistencia, para nuestro calculo será de 0.6 de acuerdo al artículo 3.1.4 de las NTC para mampostería.

W_{losa} = Peso de la losa en función del nivel en revisión.

W_{muro} = Peso de los muros, para el calculo se tomo el peso del muro más desfavorable que en este caso es el muro yeso-mortero/mortero-yeso.

H = Altura libre del nivel en revisión.

Además de la longitud, espesor y área tributaria de cada muro.

- Para el cálculo de la carga total de la losa se utilizó la siguiente expresión:

$$\text{Carga total de la losa} = \text{Área tributaria} * W_{\text{losa del nivel en revisión}}$$

- Para el cálculo del peso propio del muro se utilizó la siguiente expresión:

$$\text{Peso propio del muro} = \text{Longitud del muro} * W_{\text{del muro}}$$

- Para el cálculo del peso del nivel se utilizo la siguiente expresión:

$$\text{Peso del nivel} = (\sum P_{\text{del nivel anterior}} / \sum \text{Áreas tributarias del nivel en revisión}) * \text{Área tributaria}$$

- Para el cálculo de la carga vertical actuante se utilizó la siguiente expresión:

$$P = \text{Carga total de la losa} + \text{Peso propio del muro} + \text{Peso del nivel (solo para los niveles intermedios)}$$

- Para el cálculo de la carga vertical actuante última se utilizó la siguiente expresión:

$$P_u = F.C. (\text{Factor gravitacional 1.4}) * P$$



- Para el cálculo de la excentricidad se utilizó la siguiente expresión:

$$e' = e_c + e_a$$

Donde:

e_c = excentricidad de la carga vertical

e_a = excentricidad accidental que se tomará igual a $t / 24$.

- Para el cálculo de la reducción de esbeltez (FE) se utilizó lo descrito en los artículos 3.2.2.3 y 3.2.2.4:

Se podrán tomar en cuenta mediante los valores aproximados del factor de reducción FE.

- Para muros interiores FE = 0.7
- Para muros exteriores FE = 0.6

Siempre y cuando se cumplan los siguientes requisitos:

1. Las deformaciones en los extremos superior e inferior del muro en la dirección normal a su plano están restringidos por el sistema de piso, por dadas o por otros elementos.
2. No hay excentricidades importantes ya que la losa se apoya directamente sobre los muros y la carga axial aplicada es menor que $t/12$ y no hay fuerzas significativas que actúen en dirección normal al muro.
3. La relación altura libre del muro H/t no debe exceder de 20.

Cuando no se cumplan alguna de los 3 puntos anteriores la excentricidad deberá calcularse con la expresión siguiente:

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

Donde:

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

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

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

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

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

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

En casos en que el muro en consideración esté ligado a muros transversales, a contrafuertes, a columnas o castillos que restrinjan su deformación lateral, el factor FE se calculará mediante la siguiente expresión:



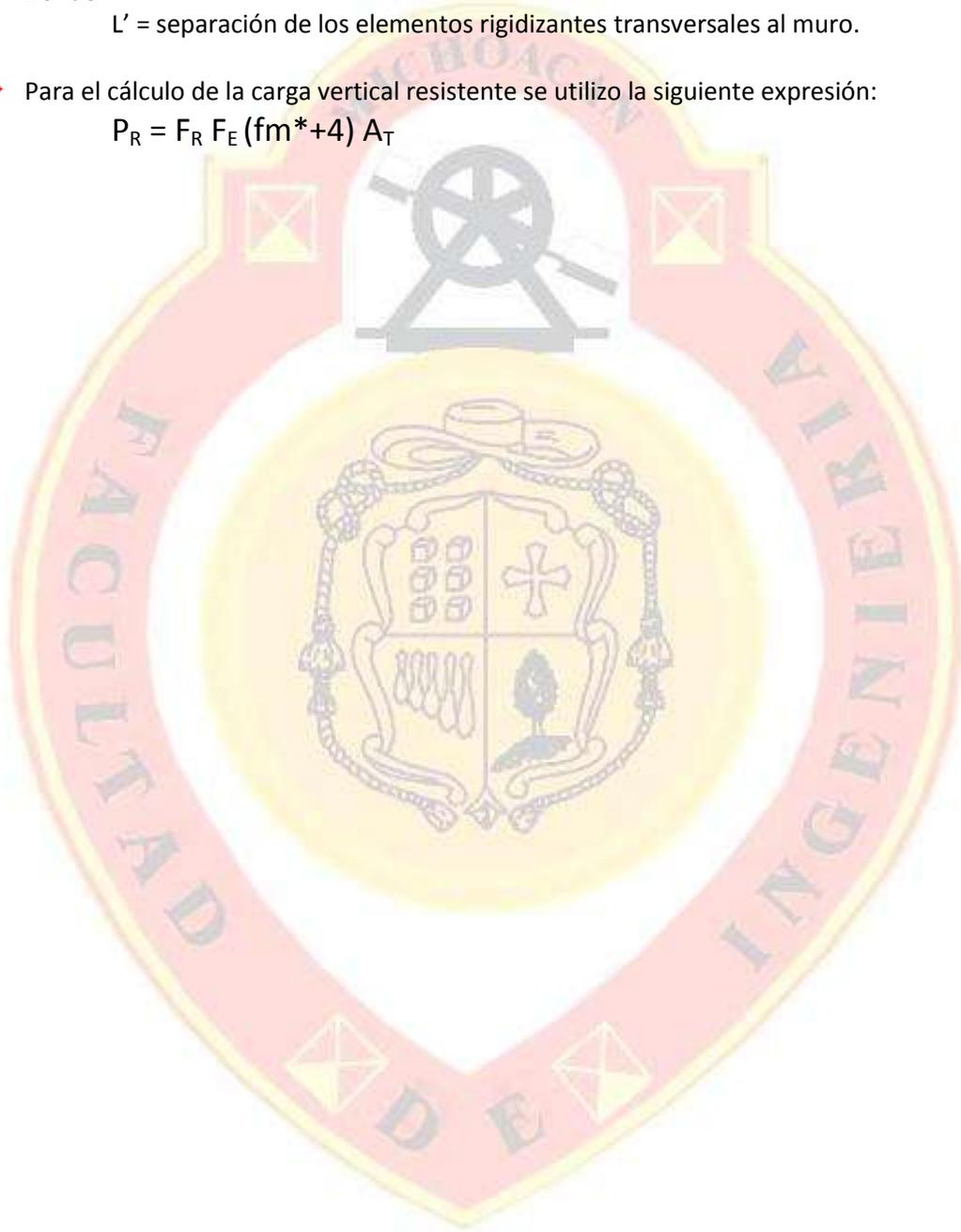
$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right] \left(1 - \frac{H}{L'}\right) + \frac{H}{L'} \leq 0.9$$

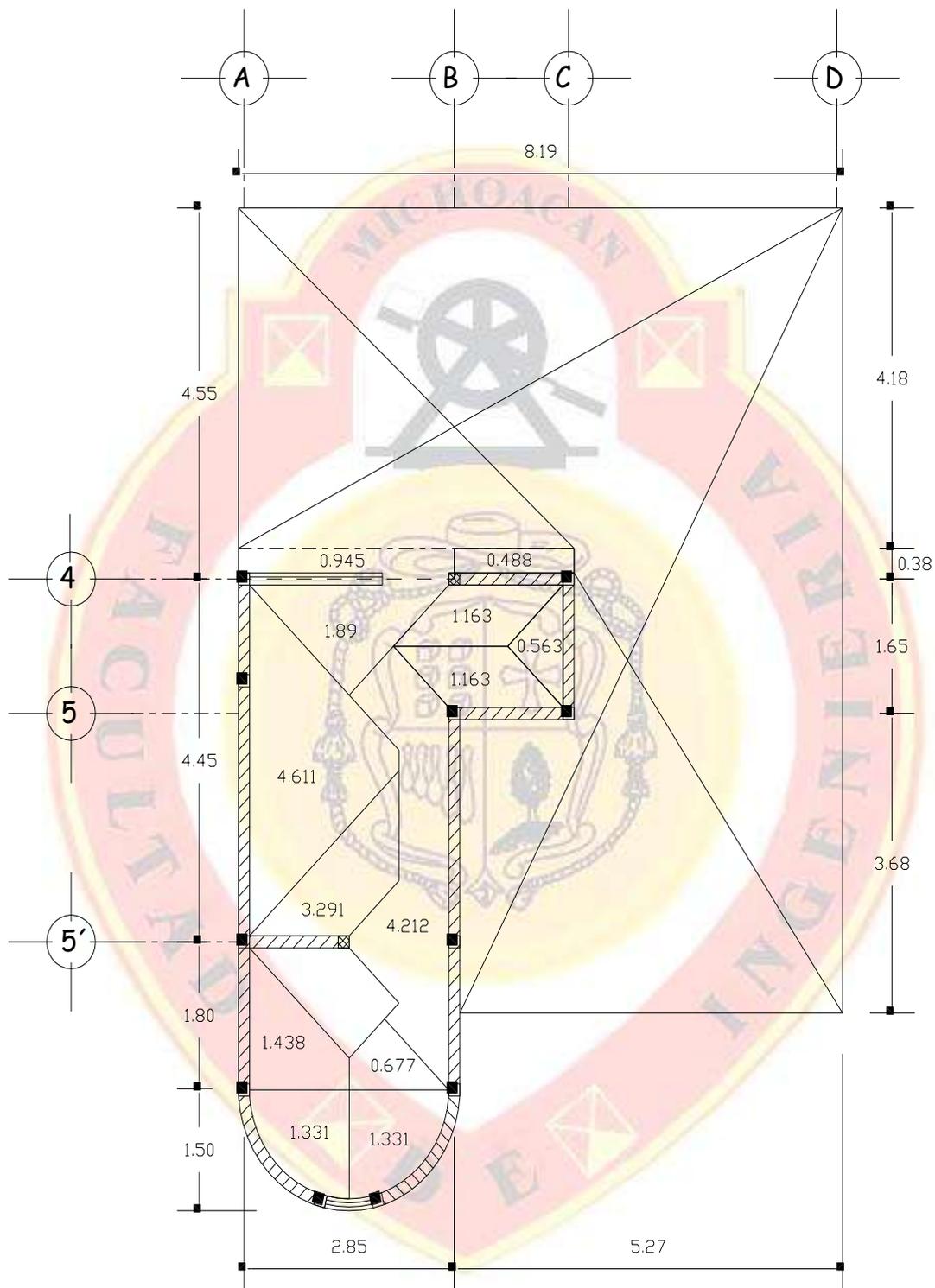
Donde:

L' = separación de los elementos rigidizantes transversales al muro.

► Para el cálculo de la carga vertical resistente se utilizó la siguiente expresión:

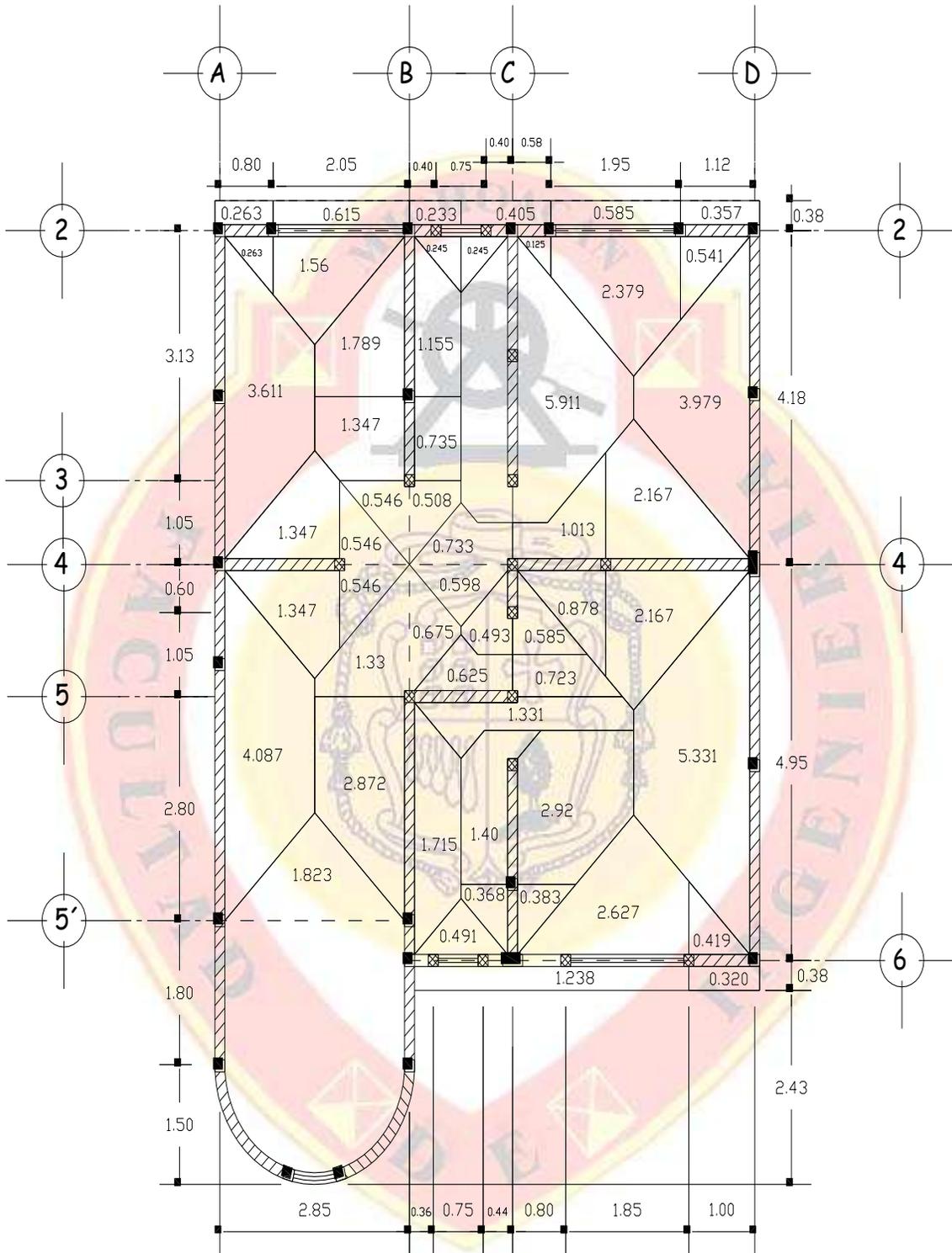
$$P_R = F_R F_E (f_m^* + 4) A_T$$





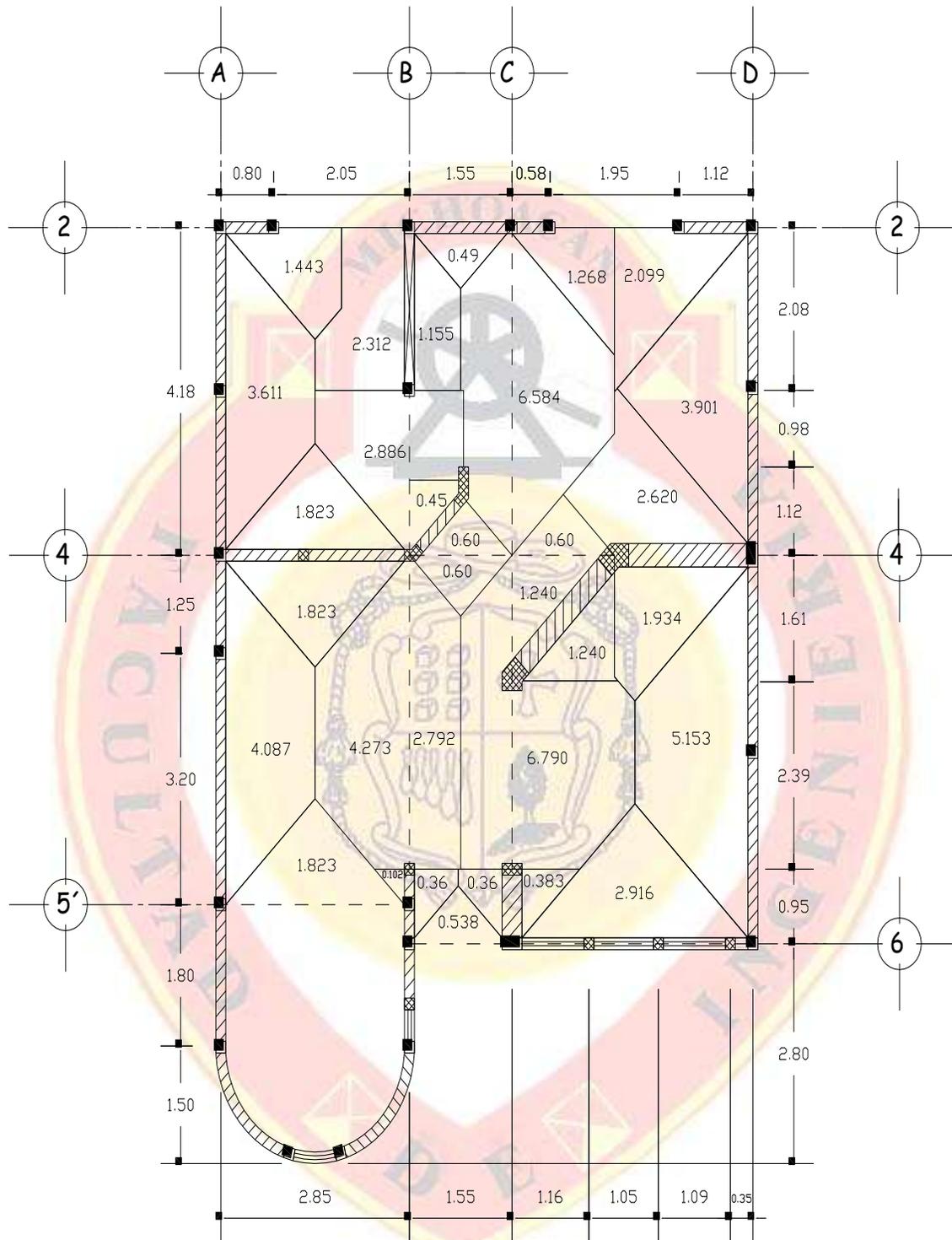
**AREAS TRIBUTARIAS PARA MUROS
DE CUARTO DE SERVICIO**





AREAS TRIBUTARIAS PARA MUROS DE PLANTA ALTA





AREAS TRIBUTARIAS PARA MUROS DE PLANTA BAJA



REVISION DE MUROS POR CARGAS VERTICALES EN PLANTA DE CUARTO DE SERVICIO Y AZOTEA

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

$f_c = 1.4$

$FR = 0.6$

$k = 1$

Muro	Longitud (cm)	Espesor (cm)	Área Tributaria (m ²)	Carga total de la losa (Kg)	Peso propio del muro (Kg)	Carga vertical actuante		ec	e' = ea + ec	FE	Carga Vertical (Kg)	P _R ≥ P _U
						P (Kg)	P _U (Kg)					
4 B - C	165	12	1.65	1133.55	1128.60	2262.15	3167.01	1.00	1.50	0.42	9400.43	Pasa
5 B - C	165	12	1.16	798.98	1270.50	2069.48	2897.27	0.77	1.27	0.44	9881.19	Pasa
5' A - B	135	12	3.29	2260.23	1039.50	3299.73	4619.62	1.37	1.87	0.38	7062.39	Pasa
A 4 - 5'	445	12	4.61	3167.07	3426.50	6593.57	9231.00	0.96	1.46	0.42	25586.78	Pasa
C 4 - 5	165	12	0.56	384.72	1270.50	1655.22	2317.31	0.46	0.96	0.47	10523.45	Pasa
B 5 - 6	447	12	4.21	2892.27	3441.90	6334.17	8867.84	0.91	1.41	0.42	25970.30	Pasa
A 5' - 7	330	12	2.76	1896.12	2541.00	4437.12	6211.97	0.85	1.35	0.43	19417.51	Pasa
B 6 - 7	150	12	2.00	1374.00	1155.00	2529.00	3540.60	1.09	1.59	0.41	8385.47	Pasa

$\Sigma = 2002$

$\Sigma = 20.24$

$\Sigma = 29180.441$

Datos:

W losa cuarto de servicio = 0.687 ton/m²

W muro yeso-mortero/mortero-yeso = 684 kg/m

H = 240 cm

ea = t/24 = 0.5 cm



REVISIÓN DE MUROS POR CARGAS VERTICALES EN PLANTA ALTA

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

$$f_c = 1.4$$

$$FR = 0.6$$

$$k = 1$$

Muro	Longitud (cm)	Espesor (cm)	Area Tributaria (m ²)	Carga total de la losa (Kg)	Peso propio del muro (Kg)	Peso del nivel 3 (Kg)	Carga vertical actuante		ec	e' = ea + ec	FE	Carga Vertical (Kg)	P _R ≥ P _u
							P (Kg)	P _u (Kg)					
2 A - B	80	12	0.53	361.36	616.00		977.36	1368.31	1.26	1.76	0.31	3383.09	Pasa
2 B - B'	40	12	0.48	328.39	308.00		636.39	890.94	0.97	1.47	0.33	1808.28	Pasa
3 C - C'	110	12	0.78	532.43	847.00		1379.43	1931.20	1.23	1.73	0.31	4687.40	Pasa
4 C' - D	112	12	0.90	616.93	862.40		1479.33	2071.06	1.17	1.67	0.32	4842.02	Pasa
4 A - A'	180	12	2.69	1850.78	1386.00	1456.99	4693.77	6571.28	0.62	1.12	0.36	8760.57	Pasa
4 C - D	365	12	6.23	4276.58	2810.50		7087.08	9921.91	0.79	1.29	0.34	17137.11	Pasa
5 B - C	155	12	2.68	1840.47	1193.50		3033.97	4247.56	0.79	1.29	0.34	7287.26	Pasa
6 C' - D	100	12	0.74	507.69	770.00		1277.69	1788.77	1.21	1.71	0.31	4283.97	Pasa
A 2 - 4	418	12	3.61	2480.76	3218.60		5699.36	7979.10	1.13	1.63	0.32	18223.18	Pasa
B 2 - 3	313	12	5.03	3452.86	2410.10		5862.96	8208.15	0.82	1.32	0.34	14605.08	Pasa
C 2 - 3	313	12	6.17	4239.48	2410.10		6649.58	9309.41	0.72	1.22	0.35	14908.73	Pasa
D 2 - 4	418	12	3.98	2733.57	3218.60		5952.17	8333.04	1.08	1.58	0.32	18423.21	Pasa
C 4 - 4	75	12	1.08	740.59	577.50	583.01	1901.10	2661.54	0.61	1.11	0.36	3655.83	Pasa
A 4 - 5'	445	12	4.09	2807.77	3426.50	2210.37	8444.64	11822.49	0.52	1.02	0.36	22090.08	Pasa
B 5 - 5'	330	12	4.59	3151.27	2541.00	2480.78	8173.05	11442.27	0.61	1.11	0.36	16106.32	Pasa
C 5 - 6	245	12	5.07	3483.78	1886.50	2742.55	8112.82	11357.95	0.68	1.18	0.35	11789.01	Pasa
D 4 - 6	495	12	5.33	3662.40	3811.50		7473.90	10463.46	1.02	1.52	0.33	22120.81	Pasa

$$\Sigma = 4194$$

$$\Sigma = 53.955$$

$$\Sigma = 78834.59059$$

Datos:

$$W \text{ losa azotea horizontal} = 0.687 \text{ ton/m}^2$$

$$W \text{ muro yeso-mortero/mortero-yeso} = 770 \text{ kg/m}$$

$$H = 270 \text{ cm}$$

$$ea = t/24 = 0.5 \text{ cm}$$

Nota: Para el cálculo se tomo el peso de la losa horizontal por ser más desfavorable con respecto a la inclinada y a la de entrepiso del cuarto de servicio.



REVISIÓN DE MUROS POR CARGAS VERTICALES EN PLANTA BAJA

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

$f_c = 1.4$

$FR = 0.6$

$k = 1$

Muro	Longitud (cm)	Espesor (cm)	Área Tributaria (m ²)	Carga total de la losa (Kg)	Peso propio (Kg)	Peso del nivel 2 (Kg)	Carga vertical actuante		ec	e' = ea + ec	FE	Carga Vertical (Kg)	P _R ≥ P _u
							P (Kg)	P _u (Kg)					
2 A - A'	80	12	1.44	903.32	604.00	3163.82	4671.14	6539.59	1.35	1.85	0.90	9849.60	Pasa
2 B - C	155	12	0.49	306.74	1170.25	1074.34	2551.33	3571.86	0.84	1.34	0.90	19083.60	Pasa
2 C - C'	58	12	1.27	793.77	437.90	2780.13	4011.80	5616.51	1.39	1.89	0.90	7140.96	Pasa
2 C' - D	112	12	2.10	1313.97	845.60	4602.12	6761.69	9466.37	1.36	1.86	0.90	13789.44	Pasa
4 A - B	285	12	3.65	2282.40	2151.75	7993.96	12428.11	17399.35	1.29	1.79	0.90	35089.20	Pasa
4 B - B'	70	12	0.74	463.24	528.50	1622.47	2614.21	3659.90	1.24	1.74	0.90	8618.40	Pasa
4 C' - D	180	24	4.55	2848.30	1359.00	9976.01	14183.31	19856.63	2.81	3.81	0.90	44323.20	Pasa
4 C - C'	125	24	1.75	1095.50	943.75	3836.93	5876.18	8226.65	2.61	3.61	0.90	30780.00	Pasa
A 2 - 4	418	12	3.61	2259.86	3155.90	7915.03	13330.79	18663.11	1.19	1.69	0.75	43144.17	Pasa
D 2 - 4	418	12	3.90	2441.40	3155.90	8550.87	14148.17	19807.43	1.21	1.71	0.75	43110.16	Pasa
A 4 - 5'	445	12	4.08	2554.08	3359.75	8945.52	14859.35	20803.09	1.20	1.70	0.73	44329.33	Pasa
B 3 - 4	70	12	0.74	463.24	528.50	1622.47	2614.21	3659.90	1.24	1.74	0.90	8618.40	Pasa
C 4 - 5	125	24	1.75	1095.50	943.75	3836.93	5876.18	8226.65	2.61	3.61	0.90	30780.00	Pasa
D 4 - 6	495	12	5.15	3223.90	3737.25	11291.53	18252.68	25553.75	1.24	1.74	0.69	46493.22	Pasa
C 5' - 6	95	24	0.74	463.24	717.25	1622.47	2802.96	3924.15	2.32	3.32	0.90	23392.80	Pasa

$\Sigma = 3131$

$\Sigma = 35.956$

$\Sigma = 124982.097$

Datos:

W losa entrepiso = 0.626 ton/m²

W muro yeso-mortero/mortero-yeso = 755 kg/m

H = 265 cm

ea = t/24 = 0.5 cm

Nota: La altura libre de entrepiso (H) varia por lo que para el cálculo se tomo la más desfavorable.



Revisión por cargas laterales (Sismo).

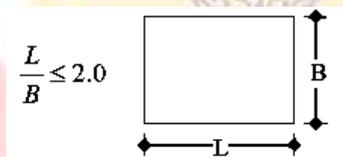
La revisión por cargas laterales consiste en verificar que todos los muros de la estructura resistirán la fuerza cortante debida a un sismo; esta resistencia a cortante debe ser mayor o igual al cortante último aplicado sobre él. Para dicha revisión se toma un coeficiente sísmico (C_s) el cual esta en función del tipo de terreno, del tipo de estructura (para casas habitación GRUPO B) y de la zona sísmica donde se va a desplantar la estructura.

Para la revisión existen varios métodos de análisis sísmico; método simplificado, estático y método dinámico, el tipo de método a aplicar se selecciona de acuerdo al tipo de estructura que se vaya a analizar o de acuerdo a la importancia que esta tenga.

Para nuestro caso se utilizara el método simplificado que es el más común para diseños de análisis sísmico de casas habitación.

Para poder aplicar el método el reglamento establece que la estructura que se va a analizar debe cumplir los siguientes requisitos:

- A. Que al menos el 75% de las cargas verticales estén soportadas por muros ligados entre si mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte.
- B. Deben existir muros perimetrales con una longitud mínima del 50% del total de la construcción en cada dirección.
- C. La relación entre la longitud y ancho de la planta del edificio no excederá de 2 a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación longitud a ancho satisfaga esta relación.



- 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.

$$\frac{H}{B} \leq 1.5 \quad H \leq 13$$

A continuación se presenta el procedimiento seguido para la revisión por sismo mediante el método simplificado del RCDF; el cuál sólo aplicaremos a la planta baja, ya que el cortante es mayor en este nivel.

1. Verificar que la estructura cumpla con los requisitos de regularidad establecidos en el reglamento.



- Determinar el grupo al que pertenece la construcción y el tipo de terreno donde estará ubicada.
- Seleccionar el coeficiente sísmico que le corresponde.
- Calcular el peso total de la estructura **W_{total}** mediante un análisis de cargas.
- Obtener el cortante sísmico en la base de la estructura con:

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

- Obtener el cortante último:

$$V_u = F_C V_{basal}$$

- Calcular el cortante resistente de los muros de planta baja en las dos direcciones:

$$V_{Rx} = F_R (0.5 v_m^* A_T + 0.3 P_x) \leq 1.5 F_R v_m^* A_T$$

$$V_{Ry} = F_R (0.5 v_m^* A_T + 0.3 P_y) \leq 1.5 F_R v_m^* A_T$$

Donde:

P_x y P_y son las cargas verticales soportadas por los muros de planta baja en la dirección x y dirección y respectivamente, las cuales pueden obtenerse con las siguientes expresiones:

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

Donde:

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

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

$$V_{Rx} \geq V_u$$

$$V_{Ry} \geq V_u$$

En caso de no cumplir con alguna de las expresiones anteriores se buscara reforzar los muros mediante las siguientes maneras:

- Aumentando su espesor.
- Cambiando su material de elaboración.
- Reforzándolo con acero: utilizando varillas verticales y horizontales o con malla electrosoldada.



REVISIÓN DE MUROS POR CARGAS LATERALES O SISMO

Datos:

Estructura del grupo B
Terreno tipo III
Zona sísmica C
Cs tomado de la tabla 4.1 del manual de la C.F.E.

L = 8.20 m	h libre = 2.60 m
B = 9.30 m	Fc = 1.1
H = 7.90 m	Vm* = 3 kg/cm ²
FR = 0.7	Cs = 0.32
L / B ≤ 2	H / B ≤ 1.5
L / B = 0.882	H / B = 0.849

Cálculo del peso total de la estructura (W total)

Cálculo del peso de las losas:

Datos:

- Peso de la losa del cuarto de servicio (W c.s.) = 0.657 ton/m²
- Peso de la losa de azotea (W azotea) = 0.657 ton/m²
- Peso de la losa de entrepiso (W entrepiso) = 0.546 ton/m²
- Área de la losa del cuarto de servicio = 26 m²
- Área de la losa de azotea = 79 m²
- Área de la losa de entrepiso = 76 m²

- Peso total de la losa del cuarto de servicio = (0.657 ton/m² * 26 m²) = **17.08 ton**
- Peso total de la losa de azotea = (0.657 ton/m² * 79 m²) = **51.90 ton**
- Peso total de la losa de entrepiso = (0.546 ton/m² * 76 m²) = **41.50 ton**

Cálculo del peso de los muros:

Datos:

- Peso del muro yeso - mortero/mortero - yeso del cuarto de servicio = 0.684 ton/m
- Peso del muro yeso - mortero/mortero - yeso de la planta alta = 0.770 ton/m
- Peso del muro yeso - mortero/mortero - yeso de la planta baja = 0.755 ton/m
- Longitud total de los muros del cuarto de servicio = 20 m
- Longitud total de los muros de planta alta = 45.85 m
- Longitud total de los muros de planta baja = 31.31 m

- Peso total de los muros del cuarto de servicio = (0.684 ton/m * 20 m) = **13.69 ton**
- Peso total de los muros de planta alta = (0.770 ton/m * 45.85 m) = **35.30 ton**
- Peso total de los muros de planta baja = (0.755 ton/m * 31.31 m) = **23.65 ton**
- Peso del tinaco = **2.14 ton**



De acuerdo a lo anterior tenemos que:

W total = 185.26 ton
V_{Basal} = 59.28 ton
Vu = 65.21 ton

Cálculo del área equivalente de los muros:

Sentido X						
Muro	Longitud (cm)	Espesor (cm)	h / l	(1.33 h / l) ²	FAE	Área Equivalente (cm ²)
2 A - A'	80	12	3.25	0.167	0.167	160.771
2 B - C	155	12	1.68	0.629	0.629	1169.319
2 C - C'	58	12	4.48	0.088	0.088	61.266
2 C' - D	112	12	2.32	0.328	0.328	441.156
4 A - B	285	12	0.91	2.125	1.000	3420.000
4 B - B'	70	12	3.71	0.128	0.128	107.704
4 C' - D	193	24	1.35	0.975	0.975	4514.813
4 C - C'	125	24	2.08	0.409	0.409	1226.586
Ltx = 1078					Atx = 11101.614	

Sentido Y						
Muro	Longitud (cm)	Espesor (cm)	h / l	(1.33 h / l) ²	FAE	Área Equivalente (cm ²)
A 2 - 4	418	12	0.62	4.572	1.000	5016.000
D 2 - 4	418	12	0.62	4.572	1.000	5016.000
A 4 - 5'	445	12	0.58	5.182	1.000	5340.000
B 3 - 4	70	12	3.71	0.128	0.128	107.704
C 4 - 5	125	24	2.08	0.409	0.409	1226.586
D 4 - 6	495	12	0.53	6.412	1.000	5940.000
C 5' - 6	95	24	2.74	0.236	0.236	538.442
Lty = 2066					Aty = 23184.731	



CÁLCULO DE LAS CARGAS VERTICALES SOPORTADAS POR LOS MUROS

Obtención de σ :

$$\sigma = \frac{W_{total}}{t (L_{total})} \quad \sigma = 0.0049 \text{ ton/cm}^2$$

Sentido X:

$$P_x = \frac{L_x}{L_T} W_{total} = \sigma A_{Tx} \quad P_x = 63.521 \text{ ton}$$

Sentido Y:

$$P_y = \frac{L_y}{L_T} W_{total} = \sigma A_{Ty} \quad P_y = 121.738 \text{ ton}$$

CÁLCULO DEL CORTANTE RESISTENTE

Sentido X:

$$V_{RX} = F_R (0.5V_m^* A_{Tx} + 0.3P_x) \leq 1.5 F_R V_m^* A_{Tx}$$
$$24996.07 \text{ ton} \leq 34970.09 \text{ ton}$$

Sentido Y:

$$V_{RY} = F_R (0.5V_m^* A_{Ty} + 0.3P_y) \leq 1.5 F_R V_m^* A_{Ty}$$
$$49909.03 \text{ ton} \leq 73031.90 \text{ ton}$$

COMPARACIÓN DEL CORTANTE ÚLTIMO CON EL CORTANTE RESISTENTE

$$V_{RX} \leq V_u$$
$$25.00 \leq 65.21 \therefore \text{No pasa}$$

$$V_{RY} \leq V_u$$
$$49.91 \leq 65.21 \therefore \text{No pasa}$$

Lo que nos indica que el cortante resistente en el sentido Y y X no es capaz de soportar el cortante último en esta dirección, por lo que se tendrán que reforzar.



De acuerdo a lo anterior se propone refuerzo horizontal con malla electrosoldada R-6X6-10/10 en el sentido X y R-6X6-08/08 en el sentido Y para aumentar su cortante resistente, el cual deberá cumplir con lo establecido en los artículos 5.4.3.3 y 5.4.3.4 de las NTC para estructuras de mampostería.

SENTIDO X

Datos de la malla R-6X6-10/10 proporcionados por el proveedor:

Ash = 0.1870 cm² Área de acero
 Sh = 15.20 cm Separación del acero horizontal
 fyh = 5000 kg/cm² Esfuerzo de fluencia

Datos de diseño de la mampostería:

t = 12 cm Espesor del muro
 Fr = 0.7 Factor de reducción
 fm* = 20 kg/cm² Esfuerzo de diseño a la compresión
 Vrmx = 23774.17 kg Cortante resistente
 A_{Tx} = 11101.614 cm² Área total transversal de los muros

CÁLCULO DE LA CUANTIA DE ACERO DE REFUERZO HORIZONTAL

$$\rho_h = \frac{A_{sh}}{S_h * t} \quad \rho_h = 0.0010$$

Comparando ρ_h con lo establecido en los artículos de las NTC:

$$\left. \begin{aligned} 3/f_{yh} = 0.0006 \\ V_{rmx}/Fr \cdot f_{yh} A_{Tx} = 0.0006 \end{aligned} \right\} \rho_h \text{ mín}$$

$$\begin{aligned} 0.3 f_{m^*}/f_{yh} = 0.0012 \\ 12/f_{yh} = 0.0024 \rightarrow \rho_h \text{ máx} \end{aligned}$$

$$\rho_h \text{ mín} \leq \rho_h \text{ calculado} \leq \rho_h \text{ máx}$$

$$0.0006 \leq 0.0010 \leq 0.0024$$

∴ ρ_h de diseño = 0.0010

Determinación del factor de eficiencia del refuerzo horizontal de acuerdo a las NTC:

Si $\rho_h f_{yh} < 6 \text{ kg/cm}^2$; $\eta = 0.6$

Si $\rho_h f_{yh} < 9 \text{ kg/cm}^2$; $\eta = 0.2$

$$\rho_h f_{yh} = 5.1 \text{ kg/cm}^2$$

∴ η de diseño = 0.6



CÁLCULO DEL REFUERZO HORIZONTAL

$$V_{SR} = F_R \eta \rho_h f_{yh} A_T \qquad V_{SRX} = 23.84 \text{ ton}$$

Los muros en el sentido X se reforzaran en ambas caras por lo que se incrementara su resistencia.

VsrX de muros reforzados con malla electrosoldada = 47.68 ton

$$V_{RX} \geq V_u$$

$$72.67 \geq 65.21 \therefore \text{Si pasa}$$

SENTIDO Y

Datos de la malla R-6X6-08/08 proporcionados por el proveedor:

Ash = 0.1326 cm ²	Área de acero
Sh = 15.20 cm	Separación del acero horizontal
f _{yh} = 5000 kg/cm ²	Esfuerzo de fluencia

Datos de diseño de la mampostería:

t = 12 cm	Espesor del muro
Fr = 0.7	Factor de reducción
f _m * = 20 kg/cm ²	Esfuerzo de diseño a la compresión
V _{rmY} = 49909.03 kg	Cortante resistente
A _{Ty} = 23184.731 cm ²	Área total transversal de los muros

CÁLCULO DE LA CUANTIA DE ACERO DE REFUERZO HORIZONTAL

$$\rho_h = \frac{A_{sh}}{Sh * t} \qquad \rho_h = 0.0007$$

Comparando ρ_h con lo establecido en los artículos de las NTC:

$$\left. \begin{aligned} 3/f_{yh} = 0.0006 \\ V_{rmx}/Fr f_{yh} A_{Tx} = 0.0006 \end{aligned} \right\} \rho_h \text{ mín}$$

$$\begin{aligned} 0.3 f_{m^*}/f_{yh} = 0.0012 \\ 12/f_{yh} = 0.0024 \longrightarrow \rho_h \text{ máx} \end{aligned}$$

$$\rho_h \text{ mín} \leq \rho_h \text{ calculado} \leq \rho_h \text{ máx}$$

$$0.0006 \leq 0.0007 \leq 0.0024$$

∴ ρ_h de diseño = 0.0007

Determinación del factor de eficiencia del refuerzo horizontal de acuerdo a las NTC:

$$\begin{aligned} \text{Si } \rho_h f_{yh} < 6 \text{ kg/cm}^2; \quad \eta = 0.6 \\ \text{Si } \rho_h f_{yh} < 9 \text{ kg/cm}^2; \quad \eta = 0.2 \end{aligned}$$



$$\rho f_y h = 3.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore \eta \text{ de diseño} = 0.6$$

CÁLCULO DEL REFUERZO HORIZONTAL

$$V_{sR} = F_R \eta \rho h f_{yh} A_T \quad V_{sry} = 35.30 \text{ ton}$$

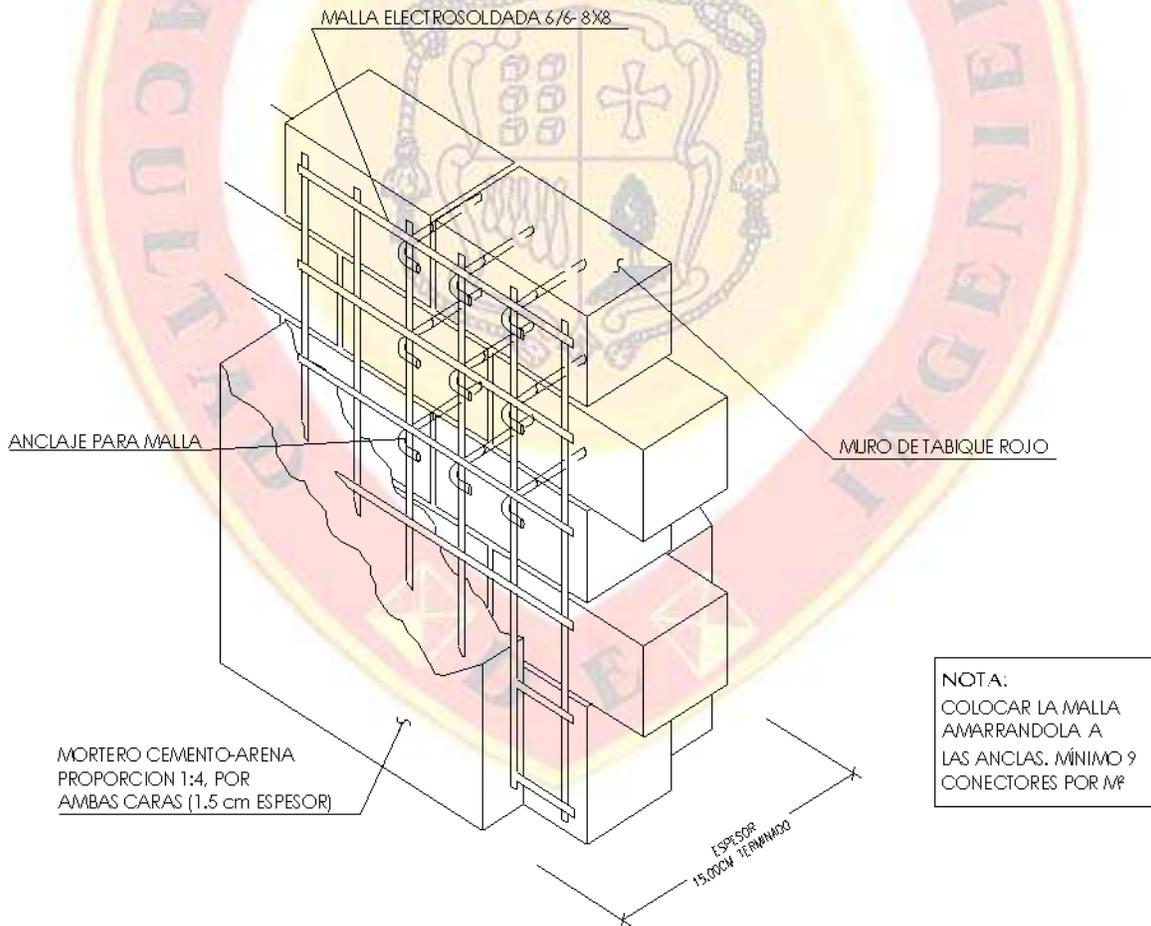
Los muros en el sentido Y se reforzaran en una cara por lo que se incrementara su resistencia.

V_{sry} de muros reforzados con malla electrosoldada = 35.30 ton

$$V_{RY} \geq V_u$$
$$85.21 \geq 65.21 \therefore \text{Si pasa}$$

De acuerdo a lo anterior cumplimos para la revisión por sismo ya que los muros en ambas direcciones son capaces de resistir el cortante último.

DETALLE DE COLOCACIÓN DEL REFUERZO



ISOMETRICO
SIN ESCALA



DISEÑO DE DALA TIPO D - 1

Las dalas en nuestro proyecto tendrán las dimensiones mínimas y deberán cumplir con lo establecido en el Art. 5.1.1 de las NTC para mampostería.

Datos de diseño:

$$\begin{aligned}f'c &= 150 \text{ kg/cm}^2 \\f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\t &= 15 \text{ cm} \\h &= 20 \text{ cm}\end{aligned}$$

Calculo del área total de acero de refuerzo longitudinal:

$$Asc = 0.2 \frac{f'c}{F_y} t^2 \quad Asc = 1.61 \text{ cm}^2$$

De acuerdo al área obtenida se proponen 4 varillas del No. 3, por cuestiones de armado y geometría del elemento.

$$\begin{aligned}a_o &= 0.71 \text{ cm}^2 \\4 \# 3 &= 2.84 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Se deberá colocar refuerzo por tensión diagonal respetando las siguientes limitantes:

$$\begin{aligned}S \text{ máx} &= 22.5 \text{ cm} & S \text{ máx} &= 1.5 t \\S \text{ mín} &= 20 \text{ cm} \\ \therefore \text{Rige } S &= 20 \text{ cm}\end{aligned}$$

Cálculo del área de acero de refuerzo transversal:

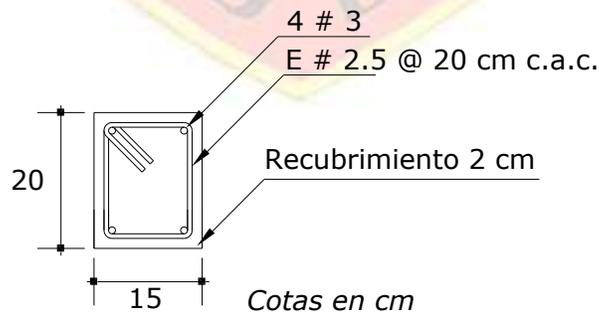
$$Asc = \frac{1000 s}{f_y h c} \quad Asc = 0.24 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se proponen estribos del # 2.5

$$a_o = 0.49 \text{ cm}^2$$

Se colocarán estribos del # 2.5 @ 15 cm c.a.c.

Croquis de armado



DISEÑO DE CASTILLO K - 1

Las dalas en nuestro proyecto tendrán las dimensiones mínimas y deberán cumplir con lo establecido en el Art. 5.1.1 de las NTC para mampostería.

Datos de diseño:

$$\begin{aligned}f'c &= 200 \text{ kg/cm}^2 \\f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\t &= 15 \text{ cm} \\h &= 20 \text{ cm}\end{aligned}$$

Calculo del área total de acero de refuerzo longitudinal:

$$Asc = 0.2 \frac{f'c}{F_y} t^2 \quad Asc = 2.14 \text{ cm}^2$$

De acuerdo al área obtenida se proponen 4 varillas del No. 3, por cuestiones de armado y geometría del elemento.

$$\begin{aligned}a_o &= 0.71 \text{ cm}^2 \\4 \# 3 &= 2.84 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Se deberá colocar refuerzo por tensión diagonal respetando las siguientes limitantes:

$$\begin{aligned}S \text{ máx} &= 22.5 \text{ cm} & S \text{ máx} &= 1.5 t \\S \text{ mín} &= 20 \text{ cm} \\ \therefore \text{Rige } S &= 20 \text{ cm}\end{aligned}$$

Cálculo del área de acero de refuerzo transversal:

$$Asc = \frac{1000 s}{f_y h c} \quad Asc = 0.24 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se proponen estribos del # 2.5

$$a_o = 0.49 \text{ cm}^2$$

Se colocarán estribos del # 2.5 @ 20 cm c.a.c.



Cálculo de la resistencia a compresión axial:

Datos de diseño:

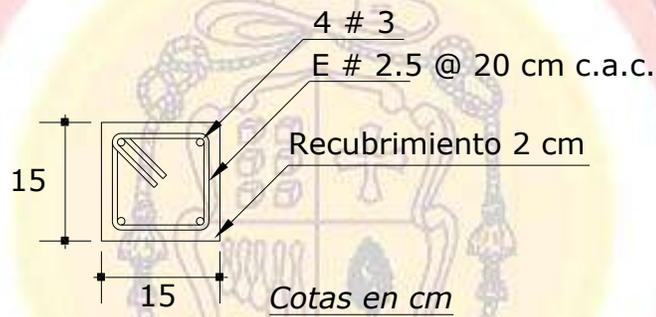
$$\begin{aligned} Fr &= 0.8 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ f'_c &= 200 \text{ kg/cm}^2 \\ f''c &= 136 \text{ kg/cm}^2 \\ A_g &= 169 \text{ cm}^2 \\ A_s &= 2.84 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$Pr = Fr (f''c A_g + A_s f_y)$$

$$Pr = 27.93 \text{ ton}$$

De acuerdo a la resistencia dada nuestro castillo es lo suficientemente resistente para colocarse en las partes señaladas de nuestro proyecto, ya que ninguno recibe una carga mayor a la calculada.

Croquis de armado



CAPÍTULO VI

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN



Análisis y diseño estructural de la cimentación.

La cimentación es la parte estructural de la casa habitación, encargada de transmitir las cargas al terreno, el cual es el único elemento que no podemos elegir, por lo que la cimentación la realizaremos en función del mismo. Al mismo tiempo este no se encuentra todo a la misma profundidad por lo que eso será otro motivo que nos influye en la decisión de la elección de la cimentación adecuada. La finalidad de la cimentación es sustentar estructuras garantizando la estabilidad y evitando daños a los materiales estructurales y no estructurales.

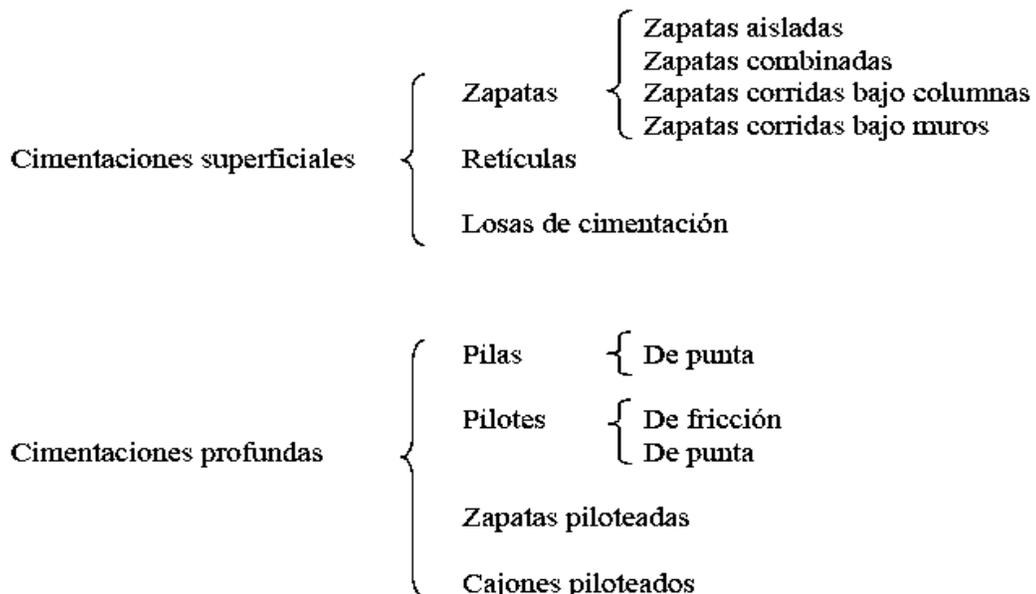
Una buena cimentación debe cumplir con lo siguiente:

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

La manera más común de clasificar las cimentaciones esta en función de los siguientes aspectos:

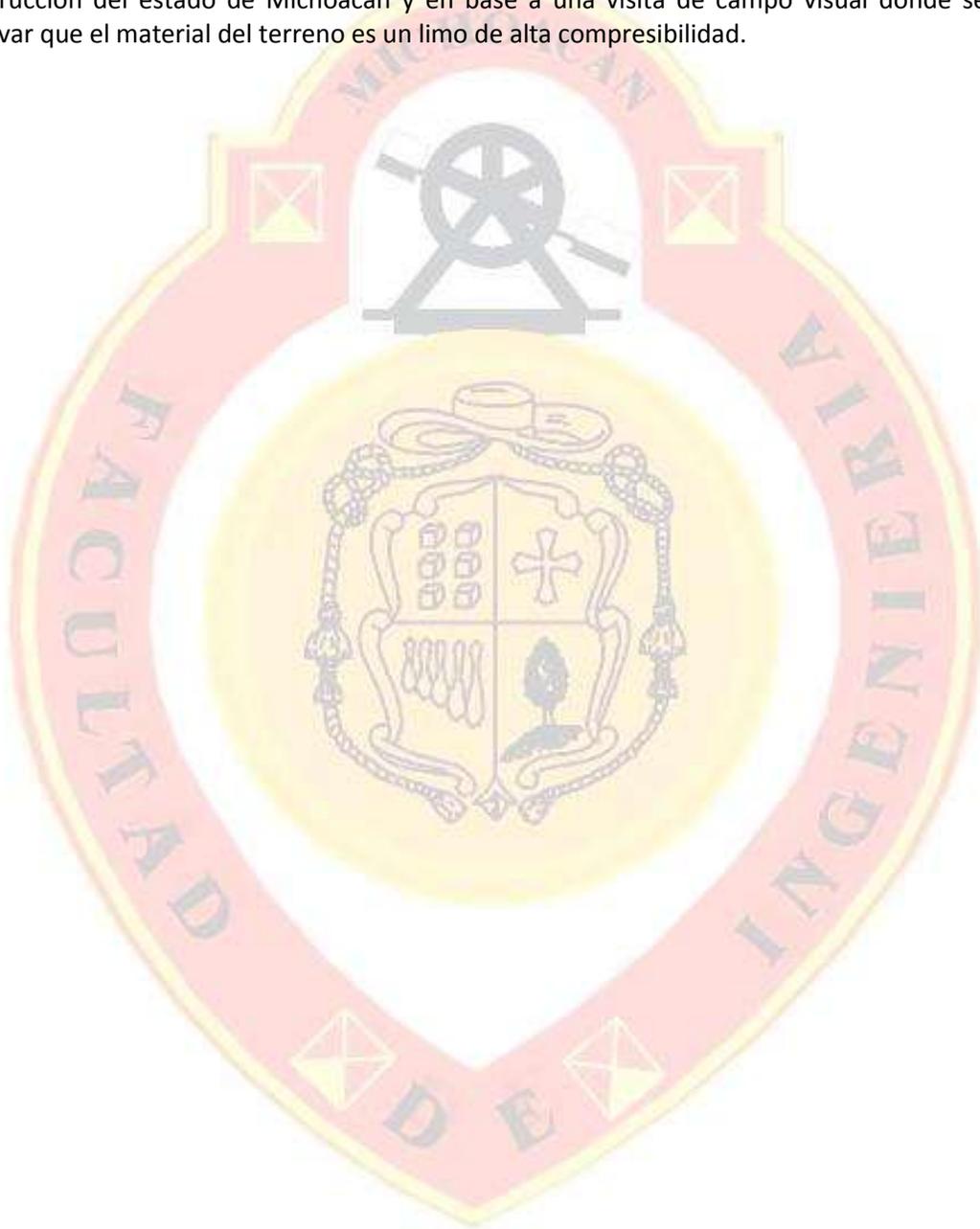
- Profundidad de desplante.
- Tipo de estructuración.
- Tipo de estructura.
- Tipo de terreno.

En base a estos aspectos las podemos clasificar en superficiales o profundas.



De acuerdo a la clasificación anterior y a los aspectos mencionados el tipo de cimentación que se utilizará en nuestro proyecto será a base de zapatas corridas bajo muros de carga.

Debido a la falta de un estudio de mecánica de suelos la capacidad de carga para el diseño de nuestras zapatas se tomara de acuerdo a lo establecido en el artículo 220 del Reglamento de Construcción del estado de Michoacán y en base a una visita de campo visual donde se pudo observar que el material del terreno es un limo de alta compresibilidad.



DISEÑO DE ZAPATA CORRIDA DE CENTRO

Se toma para el diseño el tramo 4 – 6 del eje D por ser el más cargado de los tramos de centro, tomando en cuenta que para el diseño se toma 1 metro de sección longitudinal.

Datos:

$P = 7.88 \text{ ton/m}$	
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	
$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$	
$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$	
$\gamma_c = 2.40 \text{ ton/m}^3$	Peso volumétrico del material de la zapata
$\gamma_s = 1.30 \text{ ton/m}^3$	Peso volumétrico del suelo
$q_r = 6.00 \text{ ton/m}^2$	Capacidad de carga del terreno
$Rec = 5.00 \text{ cm}$	Recubrimiento

Se propone:

$D_f = 1.00 \text{ m}$	Profundidad de la cimentación
$c = 28 \text{ cm}$	Ancho del muro de enrase de tabicón de 10 x 14 x 28 cm
$B = 1.64 \text{ m}$	Ancho de cimentación
$L = 1.00 \text{ m}$	Sección longitudinal
$W_s = 3.037 \text{ ton/m}$	

Expresión para el cálculo del B propuesto: $B_{\text{propuesto}} = 1.25 \frac{P}{q_r}$

Expresión para el cálculo del peso propio supuesto de la zapata: $W_s = \left[\frac{\gamma_c + \gamma_s}{2} \right] BLD_f$

CÁLCULO DE LA DESCARGA TOTAL DE LA CIMENTACIÓN

$$P_T = P + W_s \quad P_T = 10.92 \text{ ton/m}$$

DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

Obtención del área de la zapata:

$$A_z = \frac{P_T}{q_r} \quad A_z = 1.82 \text{ m}^2$$

Cálculo del Ancho de cimentación (B) final, despejando de la formula de A_z y tomando el valor de 1 m de sección longitudinal.

$$A_z = B L \quad \therefore B = A_z / 1$$

$$B = 1.82 \text{ m} \quad \therefore B = 1.85 \text{ m}$$



CÁLCULO DE LA PRESIÓN DE CONTACTO Y COMPARACIÓN CON LA PRESIÓN DEL TERRENO

Obtención de la presión de contacto:

$$q = P_T / A_z \leq q_r$$

$$q = 5.90 \text{ ton/m}^2 \leq q_r = 6.00 \text{ ton/m}^2 \quad \therefore \text{o.k.}$$

Obtención de la presión neta última (q_{nu}):

$$q_{nu} = F_c (P/A_z) \leq q_r$$

$$q_{nu} = 5.96 \text{ ton/m}^2 \leq q_r = 6.00 \text{ ton/m}^2 \quad \therefore \text{o.k.}$$

DISEÑO DE LA LOSA

A.-DISEÑO POR CORTANTE

Donde:

$$d = \frac{q_{nu} \ell}{V_{CR} + q_{nu}}$$

- d = Peralte
- ℓ = Vuelo de la zapata
- q_{nu} = Presión neta última
- V_{CR} = Esfuerzo cortante resistente del concreto

Cálculo del vuelo de la zapata ℓ :

$$\ell = \frac{B - c}{2} \quad \ell = 78.50 \text{ cm}$$

Cálculo del esfuerzo cortante resistente del concreto de acuerdo a los Art. 2.5.1.2 y 1.6 de las NTC:

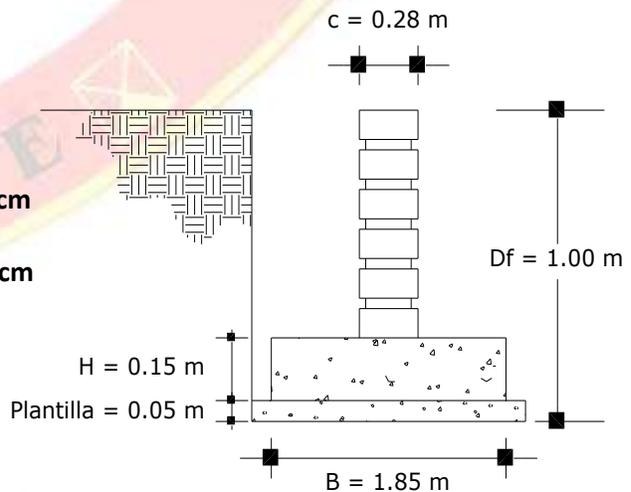
$$V_{CR} = 0.5 F_R \sqrt{f^*} C \quad V_{CR} = 5.66 \text{ kg/cm}^2$$

Aplicando los valores obtenidos en la expresión del peralte necesario para resistir el cortante como viga ancha tenemos que:

$$d = 7.49 \text{ cm}$$

Si sabemos que el d mín = 10 cm $\therefore d = 10 \text{ cm}$

Espesor total: $H = d + \text{recubrimiento} \quad \therefore H = 15 \text{ cm}$



Revisión del peso real:

Material	B (m)	h (m)	Pvol. ton/m ³	Total ton/m
Plantilla	1.85	0.05	2.20	0.204
Losa	1.85	0.15	2.40	0.666
Muro	0.28	0.80	1.50	0.336
Relleno	1.57	0.80	1.30	1.633

$$\Sigma = 2.838 \text{ ton/m}$$

Al inicio del análisis se determinó un peso supuesto de la cimentación para calcular la descarga total sobre el terreno, ahora se comparará con el peso real para determinar si los datos obtenidos en base a lo propuesto son correctos ó se tiene que rediseñar la zapata.

$$W_{\text{real}} = 2.838 \text{ ton/m} \leq W_s = 3.037 \text{ ton/m} \therefore \text{Se acepta el diseño}$$

B.- DISEÑO POR FLEXIÓN

DATOS DE DISEÑO:

$$\begin{aligned} f'_c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\ f^*c &= 200 \text{ kg/cm}^2 \\ f''c &= 170 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ Fr &= 0.9 \\ b &= 100.0 \text{ cm} \\ d &= 10.00 \text{ cm} \\ \text{Rec} &= 2.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

Expresión para el cálculo de ρ :

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

Expresión para el cálculo del momento último:

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8}$$

Para momento positivo (+) sentido transversal

$$M_u (+) = 1.81 \text{ ton-m}$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ calculado} &= 0.005102 \\ \rho \text{ mín} &= 0.002635 \\ \rho \text{ máx} &= 0.011000 \end{aligned}$$

$$\therefore \rho \text{ de diseño} = 0.005102$$

$$A_{\text{req}} = \rho b d = 5.10 \text{ cm}^2$$

Se proponen varillas No. 4; $a_o = 1.27 \text{ cm}^2$

Separación requerida de las varillas:

$$S_{\text{máx}} = 35 \text{ cm}$$

$$s = \frac{100a_o}{A_s} \quad S = 24.89 \text{ cm}$$

\therefore Se usarán varillas del # 4 @ 20 cm c.a.c.



Para momento negativo (-) sentido longitudinal

Como la zapata no se flexiona en este sentido sólo se colocará el As mín por temperatura.

$$\rho \text{ mín} = 0.002635$$

Obtención del área de acero por temperatura:

$$A_{st} = \frac{660 x_1}{f_y(x_1 + 100)} (1.5)(100) \quad A_{st} = 2.14 \text{ cm}^2$$

Se proponen varillas No. 3; $a_o = 0.71 \text{ cm}^2$

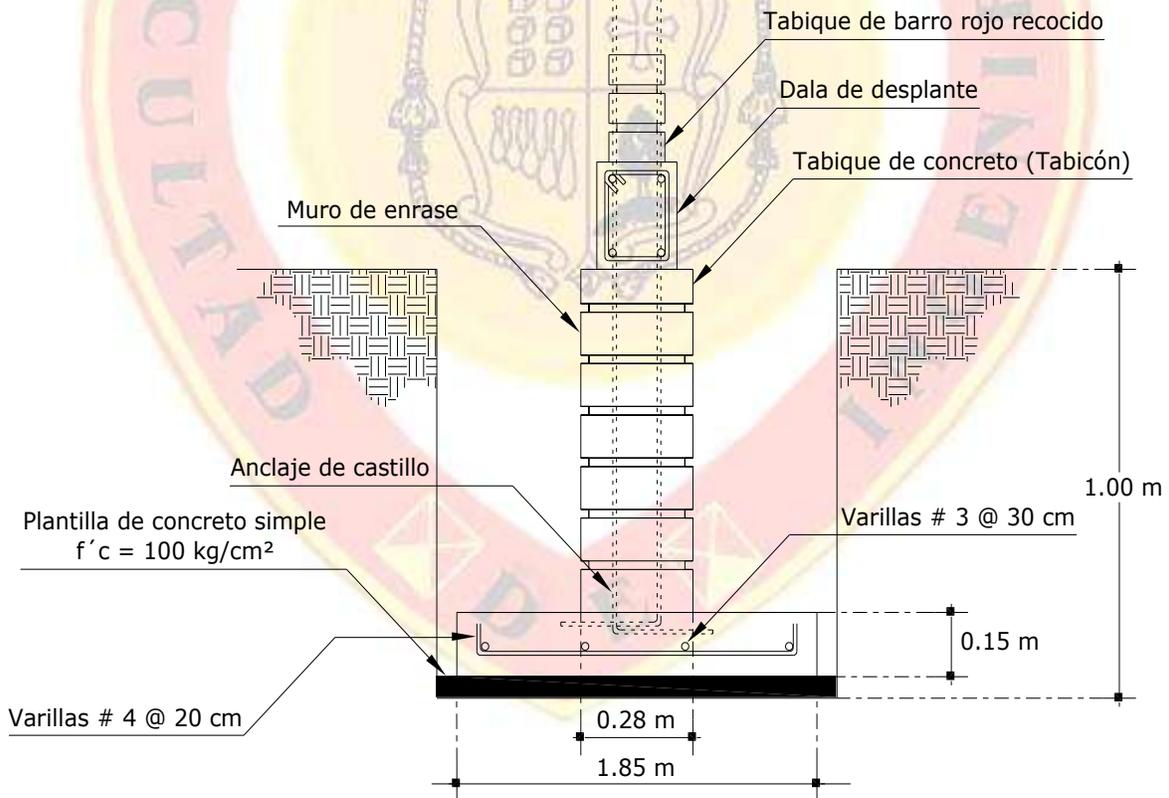
Separación requerida de las varillas:

$$S \text{ máx} = 35 \text{ cm}$$

$$s = \frac{100a_o}{A_s} \quad S = 33.13 \text{ cm}$$

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

C.- CROQUIS DE ARMADO



DISEÑO DE ZAPATA CORRIDA DE LINDERO

Se toma para el diseño el tramo C' – D del eje 4 por ser el más cargado de los tramos de centro, tomando en cuenta que para el diseño se toma 1 metro de sección longitudinal.

Datos:

$P = 6.92 \text{ ton/m}$	
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	
$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$	
$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$	
$\gamma_c = 2.40 \text{ ton/m}^3$	Peso volumétrico del material de la zapata
$\gamma_s = 1.30 \text{ ton/m}^3$	Peso volumétrico del suelo
$q_r = 6.00 \text{ ton/m}^2$	Capacidad de carga del terreno
$Rec = 5.00 \text{ cm}$	Recubrimiento

Se propone:

$D_f = 0.90 \text{ m}$	Profundidad de la cimentación
$c = 28 \text{ cm}$	Ancho del muro de enrase de tabicón de $10 \times 14 \times 28 \text{ cm}$
$B = 1.44 \text{ m}$	Ancho de cimentación
$L = 1.00 \text{ m}$	Sección longitudinal
$W_s = 2.40 \text{ ton/m}$	

Expresión para el cálculo del B propuesto: $B_{\text{propuesto}} = 1.25 \frac{P}{q_r}$

Expresión para el cálculo del peso propio supuesto de la zapata: $W_s = \left[\frac{\gamma_c + \gamma_s}{2} \right] BLD_f$

CÁLCULO DE LA DESCARGA TOTAL DE LA CIMENTACIÓN

$$P_T = P + W_s \quad P_T = 9.32 \text{ ton/m}$$

DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

Obtención del área de la zapata:

$$A_z = \frac{P_T}{q_r} \quad A_z = 1.55 \text{ m}^2$$

Cálculo del Ancho de cimentación (B) final, despejando de la formula de A_z y tomando el valor de 1 m de sección longitudinal.

$$A_z = B L \quad \therefore B = A_z / 1$$

$$B = 1.55 \text{ m} \quad \therefore B = 1.60 \text{ m}$$



CÁLCULO DE LA PRESIÓN DE CONTACTO Y COMPARACIÓN CON LA PRESIÓN DEL TERRENO

Obtención de la presión de contacto:

$$q = P_T / A_z \leq q_r$$

$$q = 5.823 \text{ ton/m}^2 \leq q_r = 6.00 \text{ ton/m}^2 \quad \therefore \text{o.k.}$$

Obtención de la presión neta última (q_{nu}):

$$q_{nu} = F_c (P/A_z) \leq q_r$$

$$q_{nu} = 6.00 \text{ ton/m}^2 \leq q_r = 6.00 \text{ ton/m}^2 \quad \therefore \text{o.k.}$$

DISEÑO DE LA LOSA

A.-DISEÑO POR CORTANTE

Donde:

$$d = \frac{q_{nu} \ell}{V_{CR} + q_{nu}}$$

- d = Peralte
- ℓ = Vuelo de la zapata
- q_{nu} = Presión neta última
- V_{CR} = Esfuerzo cortante resistente del concreto

Cálculo del vuelo de la zapata ℓ :

$$\ell = \frac{B - c}{2} \quad \ell = 66 \text{ cm}$$

Cálculo del esfuerzo cortante resistente del concreto de acuerdo a los Art. 2.5.1.2 y 1.6 de las NTC:

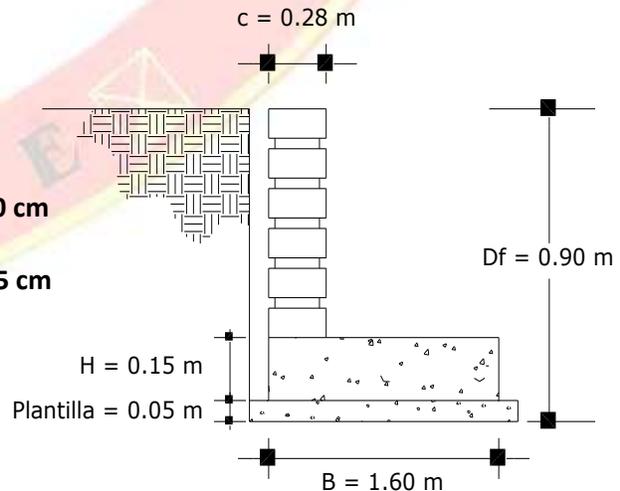
$$V_{CR} = 0.5 F_R \sqrt{f^* C} \quad V_{CR} = 5.66 \text{ kg/cm}^2$$

Aplicando los valores obtenidos en la expresión del peralte necesario para resistir el cortante como viga ancha tenemos que:

$$d = 6.55 \text{ cm}$$

Si sabemos que el d mín = 10 cm $\therefore d = 10 \text{ cm}$

Espesor total: $H = d + \text{recubrimiento} \quad \therefore H = 15 \text{ cm}$



Revisión del peso real:

Material	B (m)	h (m)	Pvol. ton/m ³	Total ton/m
Plantilla	1.60	0.05	2.20	0.176
Losa	1.60	0.15	2.40	0.576
Muro	0.28	0.70	1.50	0.294
Relleno	1.32	0.70	1.30	1.201

$$\Sigma = \underline{2.247 \text{ ton/m}}$$

Al inicio del análisis se determinó un peso supuesto de la cimentación para calcular la descarga total sobre el terreno, ahora se comparará con el peso real para determinar si los datos obtenidos en base a lo propuesto son correctos ó se tiene que rediseñar la zapata.

$$W_{\text{real}} = 2.247 \text{ ton/m} \leq W_s = 2.400 \text{ ton/m} \therefore \text{Se acepta el diseño}$$

B.- DISEÑO POR FLEXIÓN

DATOS DE DISEÑO:

$$\begin{aligned} f'_c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\ f^*c &= 200 \text{ kg/cm}^2 \\ f''c &= 170 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ Fr &= 0.9 \\ b &= 100.0 \text{ cm} \\ d &= 10.00 \text{ cm} \\ \text{Rec} &= 2.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

Expresión para el cálculo de ρ :

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

Expresión para el cálculo del momento último:

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8}$$

Para momento positivo (+) sentido transversal

$$M_u (+) = 1.83 \text{ ton-m}$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ calculado} &= 0.005171 \\ \rho \text{ mín} &= 0.002635 \\ \rho \text{ máx} &= 0.011000 \end{aligned}$$

$$\therefore \rho \text{ de diseño} = 0.005171$$

$$A_{\text{req}} = \rho b d = 5.17 \text{ cm}^2$$

Se proponen varillas No. 4; $a_o = 1.27 \text{ cm}^2$

Separación requerida de las varillas:

$$S_{\text{máx}} = 35 \text{ cm}$$

$$s = \frac{100a_o}{A_s} \quad S = 24.56 \text{ cm}$$

\therefore Se usarán varillas del # 4 @ 25 cm c.a.c.



Para momento negativo (-) sentido longitudinal

Como la zapata no se flexiona en este sentido sólo se colocará el As mín por temperatura.

$$\rho \text{ mín} = 0.002635$$

Obtención del área de acero por temperatura:

$$A_{st} = \frac{660 x_1}{f_y(x_1 + 100)} (1.5)(100) \quad A_{st} = 2.14 \text{ cm}^2$$

Se proponen varillas No. 3; $a_o = 0.71 \text{ cm}^2$

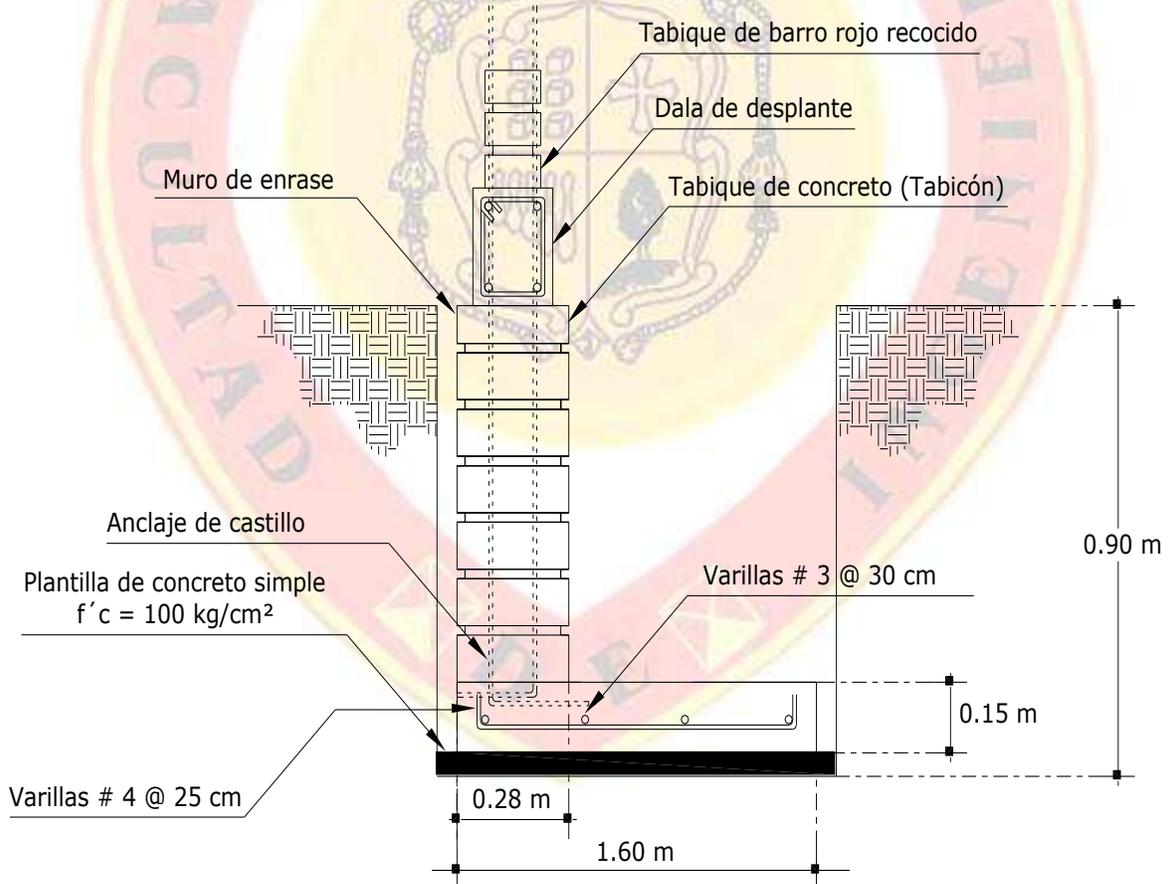
Separación requerida de las varillas:

$$S \text{ máx} = 35 \text{ cm}$$

$$s = \frac{100a_o}{A_s} \quad S = 33.13 \text{ cm}$$

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

C.- CROQUIS DE ARMADO



CAPÍTULO VII

PLANOS ESTRUCTURALES



Planos Estructurales.

Los planos estructurales son aquellos en los que se plasma el diseño estructural; especificando los detalles de cada uno de los elementos estructurales que conforman el diseño, estos detalles son: secciones, espesores, materiales y tipo de armado.

De la correcta realización de estos depende la buena ejecución y funcionabilidad de la obra, para esto deben ser claros y concisos, para así minimizar posibles errores y confusiones a la hora de su ejecución.

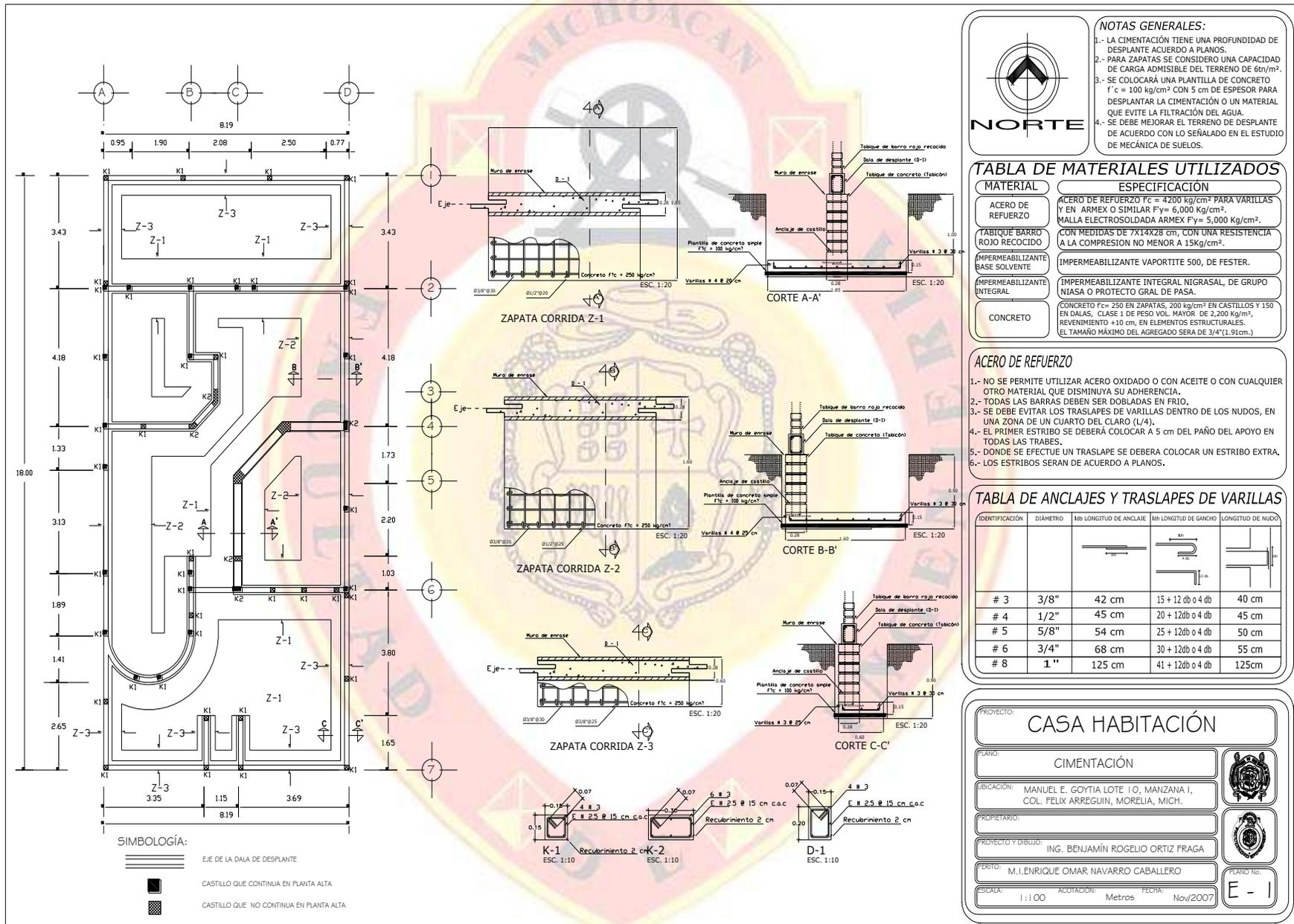
Cabe mencionar que la elaboración de estos es la fase final del cálculo y diseño y su finalidad es la de comunicar los resultados del proceso realizado a las personas que van a ejecutar la obra o en su defecto al cliente.

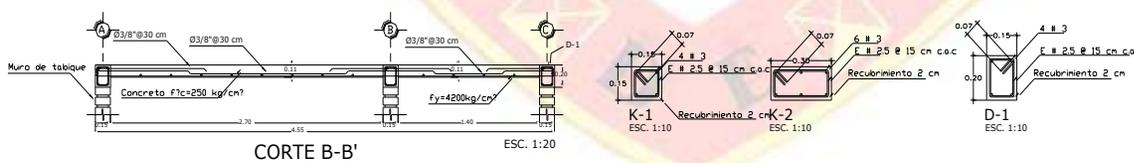
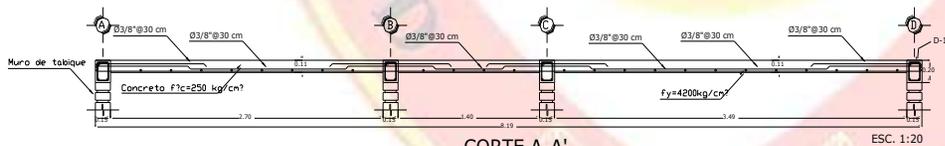
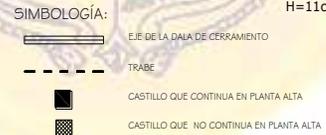
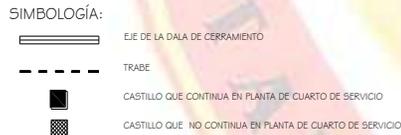
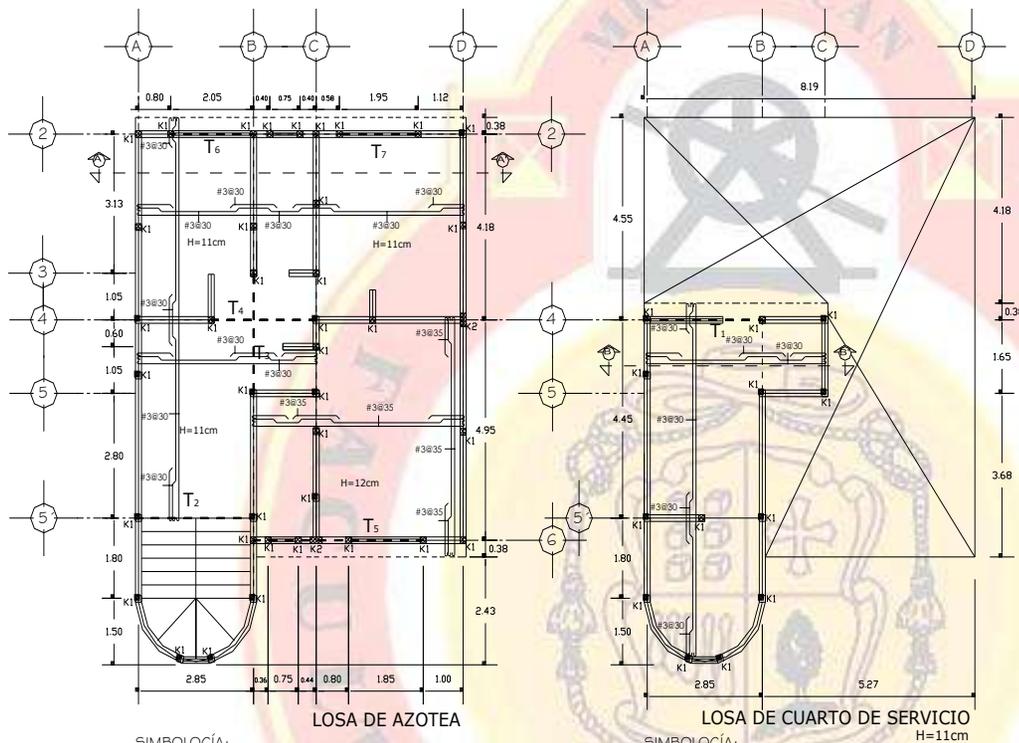
Es importante aclarar que cada tipo de plano tiene una aplicación particular y por lo tanto su elaboración debe estar adecuada al tipo de trabajo que se va a ejecutar con esté.

A continuación se presentan los planos estructurales a los que se llego mediante el cálculo hecho anteriormente, mediante el siguiente orden:

1. Estructural de Cimentación.
2. Estructural de Cuarto de Servicio y Azotea.
3. Estructural de Entrepiso.
4. Estructural de Trabes.







NOTAS GENERALES:

- TODAS LAS COTAS DEBERÁN VERIFICARSE CON LAS INDICADAS EN LOS PLANOS ARQUITECTÓNICOS.
- TODO EL CONCRETO SE CURARÁ DURANTE 28 DÍAS.
- LA LOSA ESTARÁ COLADA CON LOS APOYOS EN FORMA NO MONOLÍTICA.

TABLA DE MATERIALES UTILIZADOS

MATERIAL	ESPECIFICACIÓN
ACERO DE REFUERZO	ACERO DE REFUERZO $f_c = 4200 \text{ kg/cm}^2$ PARA VARILLAS Y EN ARMEZ O SIMILAR $f_y = 6,000 \text{ kg/cm}^2$.
TABIQUÉ BARRO ROJO RECOCIDO	MALLA ELECTROSOLDADA ARMEZ $f_y = 5,000 \text{ kg/cm}^2$.
IMPERMEABILIZANTE BASE SOLVENTE	CON MEDIDAS DE 7X14X28 cm, CON UNA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN NO MENOR A 15kg/cm ² .
IMPERMEABILIZANTE INTEGRAL	IMPERMEABILIZANTE VAPORTITE 500, DE FESTER.
CONCRETO	IMPERMEABILIZANTE INTEGRAL NIGRASAL, DE GRUPO NIASA O PROTECTO GRAL DE PASA.
	CONCRETO $f_c = 250$ EN ZAPATAS, 200 kg/cm ² EN CASTILLOS Y 150 EN DALAS, CLASE 1 DE PESO VOL. MAYOR DE 2,200 Kg/m ³ , REVENDIMIENTO +10 cm. EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES. EL TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO SERÁ DE 3/4"(1.91cm.)

ACERO DE REFUERZO

- NO SE PERMITE UTILIZAR ACERO OXIDADO O CON ACEITE O CON CUALQUIER OTRO MATERIAL QUE DISMINUYA SU ADHERENCIA.
- TODAS LAS BARRAS DEBEN SER DOBLADAS EN FRÍO.
- SE DEBE EVITAR LOS TRASLAPES DE VARILLAS DENTRO DE LOS NUDOS, EN UNA ZONA DE UN CUARTO DEL CLARO (L/4).
- EL PRIMER ESTRIBO SE DEBERÁ COLOCAR A 5 cm DEL PAÑO DEL APOYO EN TODAS LAS TRABES.
- DONDE SE EFECTUE UN TRASLAPE SE DEBERÁ COLOCAR UN ESTRIBO EXTRA.
- LOS ESTRIBOS SERÁN DE ACUERDO A PLANOS.

TABLA DE ANCLAJES Y TRASLAPES DE VARILLAS

IDENTIFICACIÓN	DIÁMETRO	NO LONGITUD DE ANCLAJE	NO LONGITUD DE GANCHO	LONGITUD DE NUDO
# 3	3/8"	42 cm	15 + 12 db o 4 db	40 cm
# 4	1/2"	45 cm	20 + 12db o 4 db	45 cm
# 5	5/8"	54 cm	25 + 12db o 4 db	50 cm
# 6	3/4"	68 cm	30 + 12db o 4 db	55 cm
# 8	1"	125 cm	41 + 12db o 4 db	125cm

PROYECTO: CASA HABITACIÓN

PLANO: ESTRUCTURAL DE CUARTO DE SERVICIO Y AZOTEA

DIBUCIÓN: MANUEL E. GOYTIA LOTE 10, MANZANA 1, COL. FELIX ARREGUIN, MORELIA, MICH.

PROPIETARIO:

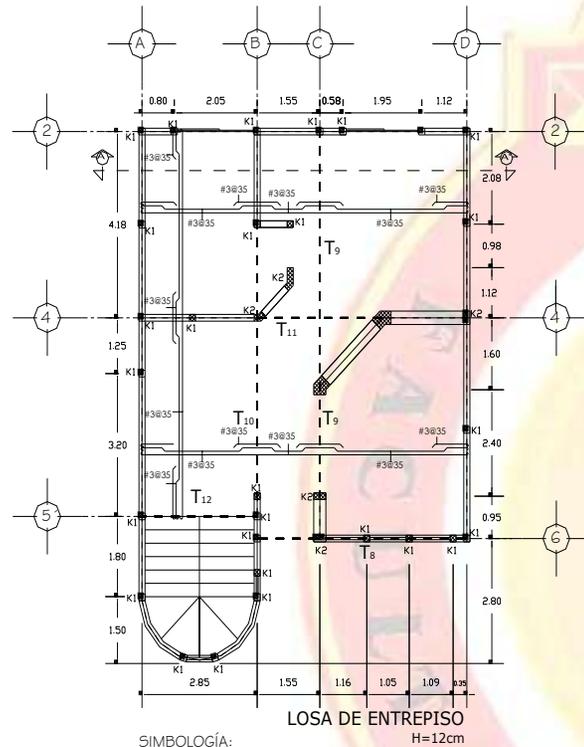
PROYECTO Y DIBUJO: ING. BENJAMÍN ROGELIO ORTIZ FRAGA

PERITO: M.I. ENRIQUE OMAR NAVARRO CABALLERO

ESCALA: 1:100 **ACOTACIÓN:** Metros **FECHA:** Nov/2007

PLANO No.: E - 2

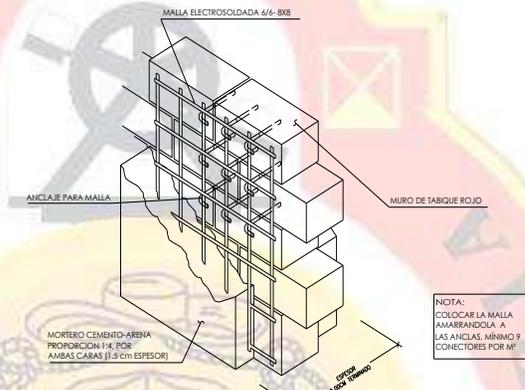




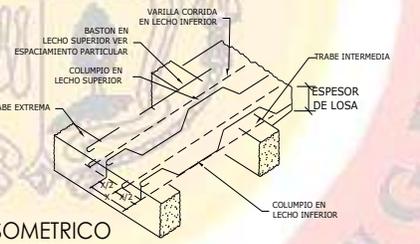
LOSA DE ENTREPISO
H=12cm

SIMBOLOGÍA:

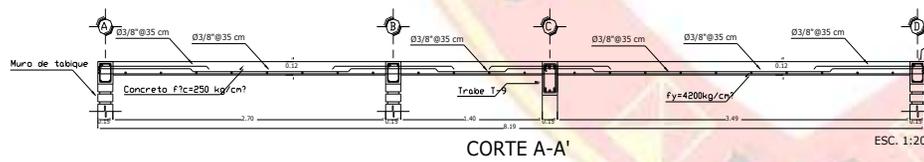
- EJE DE LA DALA DE CERRAMIENTO
- - - TRABE
- CASTILLO QUE CONTIENE EN PLANTA ALTA
- CASTILLO QUE NO CONTIENE EN PLANTA ALTA



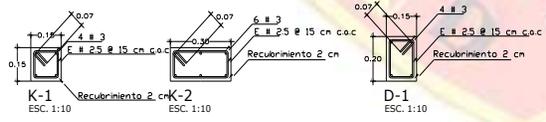
ISOMETRICO SIN ESCALA



ISOMETRICO SIN ESCALA



CORTE A-A'



NOTAS GENERALES:

- 1.- TODAS LAS COTAS DEBERÁN VERIFICARSE CON LAS INDICADAS EN LOS PLANOS ARQUITECTÓNICOS.
- 2.- TODO EL CONCRETO SE CURARÁ DURANTE 28 DÍAS.
- 3.- LA LOSA ESTARÁ COLADA CON LOS APOYOS EN FORMA NO MONOLÍTICA.

TABLA DE MATERIALES UTILIZADOS

MATERIAL	ESPECIFICACIÓN
ACERO DE REFUERZO	ACERO DE REFUERZO $f_c = 4200 \text{ kg/cm}^2$ PARA VARILLAS Y EN ARMEZ O SIMILAR $f_y = 6,000 \text{ Kg/cm}^2$. MALLA ELECTROSOLDADA ARMEZ $f_y = 5,000 \text{ Kg/cm}^2$.
TABIQUE BARRO ROJO RECOCIDO	CON MEDIDAS DE 7X14X28 cm, CON UNA RESISTENCIA A LA COMPRESION NO MENOR A 15kg/cm ² .
IMPERMEABILIZANTE BASE SOLVENTE	IMPERMEABILIZANTE VAPORTITE 500, DE FESTER.
IMPERMEABILIZANTE INTEGRAL	IMPERMEABILIZANTE INTEGRAL NIGRASAL, DE GRUPO NIASA O PROTECTO GRAL DE PASA.
CONCRETO	CONCRETO $f_c = 250$ EN ZAPATAS, 200 kg/cm ² EN CASTILLOS Y 150 EN DALAS, CLASE 1 DE PESO VOL. MAYOR DE 2 200 Kg/m ³ , REVENIMIENTO +10 cm, EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES. EL TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO SERA DE 3/4" (1.91cm.)

- ACERO DE REFUERZO**
- 1.- NO SE PERMITE UTILIZAR ACERO OXIDADO O CON ACEITE O CON CUALQUIER OTRO MATERIAL QUE DISMINUYA SU ADHERENCIA.
 - 2.- TODAS LAS BARRAS DEBEN SER DOBLADAS EN FRÍO.
 - 3.- SE DEBE EVITAR LOS TRASLAPES DE VARILLAS DENTRO DE LOS NUDOS, EN UNA ZONA DE UN CUARTO DEL CLARO (L/4).
 - 4.- EL PRIMER ESTRIBO SE DEBERÁ COLOCAR A 5 cm DEL PAÑO DEL APOYO EN TODAS LAS TRABES.
 - 5.- DONDE SE EFECTUE UN TRASLAPSE SE DEBERA COLOCAR UN ESTRIBO EXTRA.
 - 6.- LOS ESTRIBOS SERAN DE ACUERDO A PLANOS.

TABLA DE ANCLAJES Y TRASLAPES DE VARILLAS

IDENTIFICACIÓN	DIÁMETRO	MIN LONGITUD DE ANCLAJE	MIN LONGITUD DE GANCHO	LONGITUD DE NUDO
# 3	3/8"	42 cm	15 + 12 db o 4 db	40 cm
# 4	1/2"	45 cm	20 + 12db o 4 db	45 cm
# 5	5/8"	54 cm	25 + 12db o 4 db	50 cm
# 6	3/4"	68 cm	30 + 12db o 4 db	55 cm
# 8	1"	125 cm	41 + 12db o 4 db	125cm

PROYECTO: CASA HABITACIÓN

PLANO: ESTRUCTURAL DE ENTREPISO

UBICACIÓN: MANUEL E. GOYTIA LOTE 10, MANZANA 1, COL. FELIX ARREGUIN, MORELIA, MICH.

PROPIETARIO:

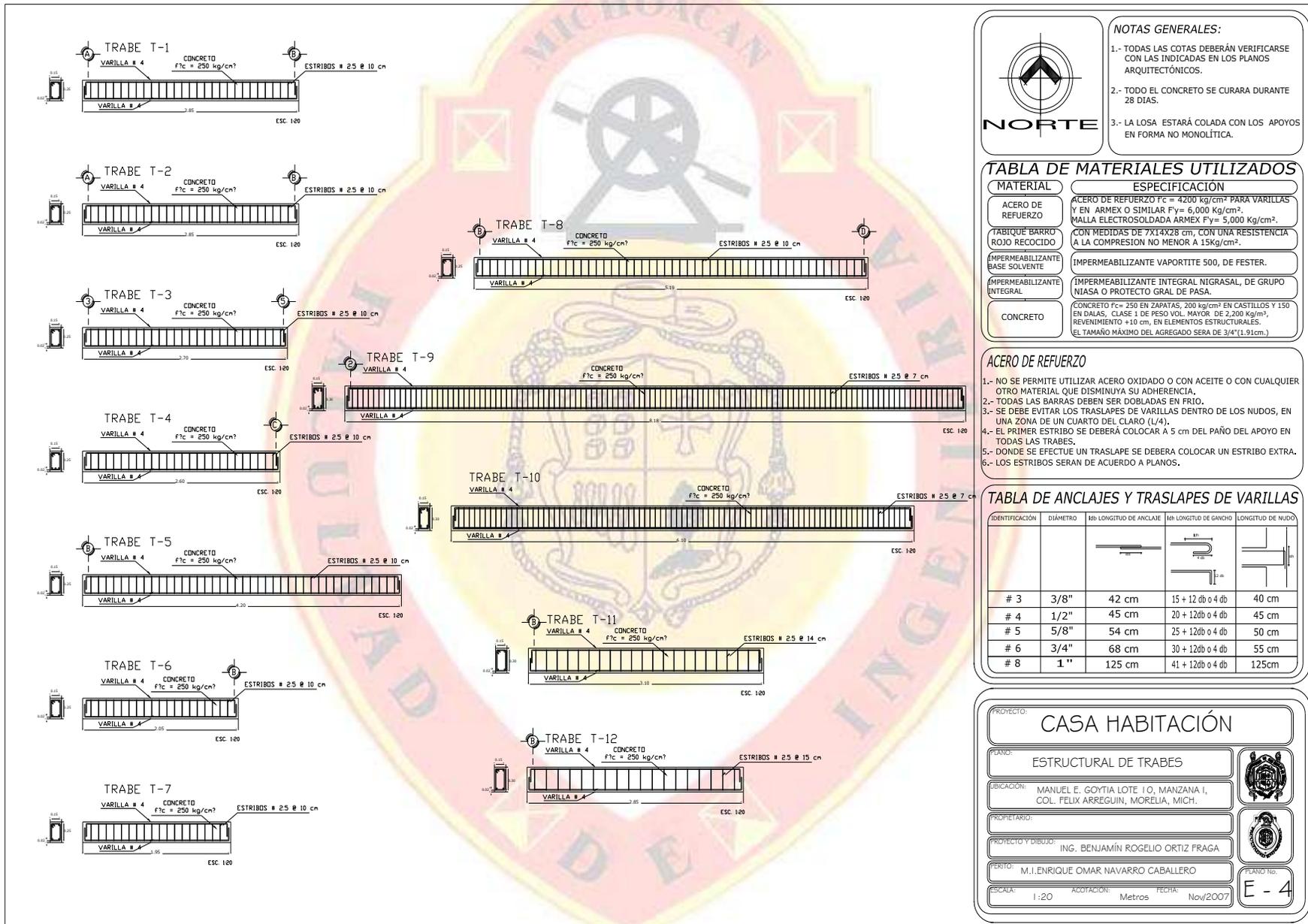
PROYECTO Y DISEÑO: ING. BENJAMÍN ROGELIO ORTIZ FRAGA

PERITO: M.I. ENRIQUE OMAR NAVARRO CABALLERO

ESCALA: 1:100 ACOTACION: Metros FECHA: Nov/2007

PLANO No. E - 3





NOTAS GENERALES:

- 1.- TODAS LAS COTAS DEBERÁN VERIFICARSE CON LAS INDICADAS EN LOS PLANOS ARQUITECTÓNICOS.
- 2.- TODO EL CONCRETO SE CURARÁ DURANTE 28 DÍAS.
- 3.- LA LOSA ESTARÁ COLADA CON LOS APOYOS EN FORMA NO MONOLÍTICA.

TABLA DE MATERIALES UTILIZADOS

MATERIAL	ESPECIFICACIÓN
ACERO DE REFUERZO	ACERO DE REFUERZO $f_c = 4200 \text{ kg/cm}^2$ PARA VARILLAS Y EN ARMEZ O SIMILAR $F_y = 6,000 \text{ Kg/cm}^2$. MALLA ELECTROSOLDADA ARMEZ $F_y = 5,000 \text{ Kg/cm}^2$.
TABIQUE BARRO ROJO RECOCIDO	CON MEDIDAS DE $7 \times 14 \times 28 \text{ cm}$, CON UNA RESISTENCIA A LA COMPRESION NO MENOR A 15 kg/cm^2 .
IMPERMEABILIZANTE BASE SOLVENTE	IMPERMEABILIZANTE VAPORTITE 500, DE FESTER.
IMPERMEABILIZANTE INTEGRAL	IMPERMEABILIZANTE INTEGRAL NIGRASAL, DE GRUPO NIASA O PROTECTO GRAL DE PASA.
CONCRETO	CONCRETO $f_c = 250$ EN ZAPATAS, 200 kg/cm^2 EN CASTILLOS Y 150 EN DALAS, CLASE 1 DE PESO VOL. MAYOR DE $2,200 \text{ Kg/m}^3$, REVENIMIENTO $+10 \text{ cm}$, EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES. EL TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO SERA DE $3/4"$ (1.91cm.)

- ACERO DE REFUERZO**
- 1.- NO SE PERMITE UTILIZAR ACERO OXIDADO O CON ACEITE O CON CUALQUIER OTRO MATERIAL QUE DISMINUYA SU ADHERENCIA.
 - 2.- TODAS LAS BARRAS DEBEN SER DOBLADAS EN FRIO.
 - 3.- SE DEBE EVITAR LOS TRASLAPES DE VARILLAS DENTRO DE LOS NUDOS, EN UNA ZONA DE UN CUARTO DEL CLARO (L/4).
 - 4.- EL PRIMER ESTRIBO SE DEBERÁ COLOCAR A 5 cm DEL PAÑO DEL APOYO EN TODAS LAS TRABES.
 - 5.- DONDE SE EFECTUE UN TRASLAPE SE DEBERA COLOCAR UN ESTRIBO EXTRA.
 - 6.- LOS ESTRIBOS SERAN DE ACUERDO A PLANOS.

TABLA DE ANCLAJES Y TRASLAPES DE VARILLAS

IDENTIFICACIÓN	DIÁMETRO	Md LONGITUD DE ANCLAJE	Md LONGITUD DE GANCHO	LONGITUD DE NUDO
# 3	3/8"	42 cm	15 + 12 db o 4 db	40 cm
# 4	1/2"	45 cm	20 + 12db o 4 db	45 cm
# 5	5/8"	54 cm	25 + 12db o 4 db	50 cm
# 6	3/4"	68 cm	30 + 12db o 4 db	55 cm
# 8	1"	125 cm	41 + 12db o 4 db	125cm

PROYECTO: CASA HABITACIÓN

PLANO: ESTRUCTURAL DE TRABES

UBICACIÓN: MANUEL E. GOYTIA LOTE 10, MANZANA 1, COL. FELIX ARREGUIN, MORELIA, MICH.

PROPIETARIO:

PROYECTO Y DISEÑO: ING. BENJAMÍN ROGELIO ORTIZ FRAGA

PERITO: M.I. ENRIQUE OMAR NAVARRO CABALLERO

ESCALA: 1:20 ADOTACIÓN: Metros FECHA: Nov/2007

PLANO NO: E - 4



CONCLUSIONES

La elaboración de la presente tesina fue de gran importancia ya que sirvió para resaltar la importancia que conlleva el hacer un buen diseño estructural en cualquier tipo de obra (casas habitación, edificios, puentes, etc.), pues del correcto diseño de una obra dependen principalmente la seguridad de las personas que la van a utilizar.

Un buen diseño estructural nos arroja grandes beneficios en materia económica ya que se emplearan los materiales necesarios para que la obra sea segura y perdurable. En la actualidad en cuanto a obras de casa habitación la elaboración de un diseño estructural no esta muy presente en las necesidades de los propietarios, ya que piensan que no es indispensable y dejan esta tarea al oficial albañil es cierto que el oficial puede tener o no tener gran experiencia y que su intuición lo haga construir en ciertos casos elementos muy sobrados en cuanto a dimensión y proporción de los materiales.

De lo anterior podemos concluir que el no hacer un diseño estructural de la obra y solo dejarlo al criterio del oficial albañil, tiene grandes repercusiones a la larga, una de ellas y la más desalentadora es la falla de la estructura y por consiguiente el colapso de la misma, generalmente en casas habitación es muy común el agrietamiento en muros y el pandeo de los elementos estructurales, para los cuales el propietario constantemente hace reparaciones siendo a la larga una gran pérdida económica.

Pero aun habiendo un correcto diseño estructural no nos asegura que cumpla con lo anterior, es aquí donde entra la importancia de la supervisión de la obra por parte del ingeniero calculista y de la correcta elaboración de los planos estructurales, los cuales deben ser claros y específicos para poder ser interpretados por el personal que va a ejecutar la obra.

Por lo último y no menos importante el uso de los códigos y reglamentos de diseño son de gran importancia en la elaboración de cualquier estructura, ya que son los que rigen los parámetros de diseño y seguridad de la estructura ante cualquier eventualidad.



GLOSARIO

- A área de concreto a tensión dividida entre el número de barras; también, área de la sección definida por el plano crítico de cortante por fricción; también, área de la sección transversal comprendida entre la cara a tensión por flexión de la losa postensada y el centro de gravedad de la sección completa en, cm^2 (mm^2).
- A_g área bruta de la sección transversal, cm^2 (mm^2).
- A_s área de refuerzo longitudinal en tensión en acero de elementos a flexión; también, área total del refuerzo longitudinal en columnas; también, área de las barras principales en ménsulas; también, área total del acero de refuerzo longitudinal colocada en cada uno de los castillos extremos del muro en mampostería confinada; o también, área del acero de refuerzo vertical en muros de mampostería reforzada interiormente, cm^2 (mm^2).
- A_s' área de acero de refuerzo longitudinal en compresión en elementos a flexión, cm^2 (mm^2).
- $A_{s, \min}$ área mínima de refuerzo longitudinal de secciones rectangulares, cm^2 (mm^2).
- A_{sc} área del acero de refuerzo transversal de los castillos colocada a una separación S , cm^2 (mm^2).
- A_{sh} área del acero de refuerzo transversal por confinamiento en elementos a flexocompresión; o también, área del acero de refuerzo horizontal colocada a una separación S_{hr} , cm^2 (mm^2).
- A_T área bruta de la sección transversal del muro o segmento de muro, que incluye a los castillos, cm^2 (mm^2).
- A_t área transversal de una rama de estribo que resiste torsión, colocado a una separación S , cm^2 (mm^2).
- A_v área de todas las ramas de refuerzo por tensión diagonal comprendido en la separación S ; también, en vigas diafragma, área de acero de refuerzo vertical comprendida en una distancia S , cm^2 (mm^2).
- A_{vh} área de acero de refuerzo horizontal comprendida en una distancia S_h en vigas diafragma, cm^2 (mm^2).
- a_1, a_2 respectivamente, claros corto y largo de un tablero de una losa, o lados corto y largo de una zapata, m.
- b ancho de una sección rectangular, o ancho del patín a compresión en vigas T, I o L, o ancho de una viga ficticia para resistir fuerza cortante en losas o zapatas, cm (mm).
- C_f coeficiente de deformación axial diferida final.
- C_m factor que toma en cuenta la forma del diagrama de momento flexionantes.
- d peralte efectivo en la dirección de flexión; es decir, distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra extrema de compresión, cm (mm).
- e excentricidad con que actúa la carga en elementos de mampostería de piedras naturales y que incluye los efectos de empujes laterales, si existen, cm (mm).
- e_c excentricidad con que se transmite la carga de la losa a muros extremos, cm (mm).
- E_c módulo de la elasticidad del concreto de peso normal, kg/cm^2 .
- e_s excentricidad torsional estática, cm (mm).
- E_s módulo de elasticidad del acero, kg/cm^2 .
- e' excentricidad calculada para obtener el factor de reducción por excentricidad y esbeltez, cm (mm).



e_x	excentricidad en la dirección X de la fuerza normal en elementos a flexocompresión, cm (mm).	h	peralte total de un elemento, o dimensión transversal de un miembro paralela a la flexión o a la fuerza cortante; también, altura de entrepiso eje a eje, cm (mm).
e_y	excentricidad en la dirección Y de la fuerza normal en elementos a flexocompresión, cm (mm).	k	factor de altura efectiva del muro.
F_{AE}	factor de área efectiva de los muros de carga.	L	claro de un elemento; también, longitud de un muro o de un tablero de muro en la dirección de la fuerza cortante de diseño; o también, en concreto presforzado, longitud del tendón desde el extremo donde se une al gato hasta el punto X, o longitud efectiva del muro, cm (mm).
F_E	factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez.	M	momento flexionante que actúa en una sección, kg-cm.
F_R	factor de resistencia.	$M_{máx}$	momento flexionante máximo correspondiente al nivel de carga para el cual se estima la deflexión, kg-cm.
f_b	esfuerzo de aplastamiento permisible, kg/cm ² .	M_R	momento flexionante resistente de diseño, kg-cm.
f'_c	resistencia especificada del concreto en compresión, kg/cm ² .	M_u	momento flexionante de diseño, kg-cm.
$f''c$	magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión, kg/cm ² .	m	relación a_1/a_2 .
f_c^*	resistencia nominal del concreto a compresión, kg/cm ² .	P	carga axial que actúa en una sección; también, carga concentrada en losas, o carga axial total que obra sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga, kg.
f_m^*	resistencia de diseño a compresión de la mampostería, referida al área bruta, kg/cm ² .	P_R	carga normal resistente de diseño, o resistencia de diseño del muro a carga vertical, kg.
f_p^*	resistencia de diseño a compresión de las piezas, referida al área bruta, kg/cm ² .	P_{Rx}	carga normal resistente de diseño aplicada con una excentricidad e_x , kg.
f_s	esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, kg/cm ² .	P_{Ry}	carga normal resistente de diseño aplicada con una excentricidad e_y , kg.
f_y	esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo, kg/cm ² .	P_u	fuerza o carga axial de diseño, kg.
f_yh	esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo transversal o, en vigas diafragma, del acero de refuerzo horizontal, o esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo horizontal o malla de alambre soldado, kg/cm ² .	ρ	cuantía del acero de refuerzo longitudinal a tensión:
H	longitud libre de un miembro a flexocompresión, o altura del segmento o tablero del muro en consideración, en ambos casos perpendicular a la dirección de la fuerza cortante, o altura libre del muro entre elementos capaces de darle apoyo lateral, cm (mm).		$\rho = A_s/bd$ (en vigas);
			$\rho = A_s/td$ (en muros); y
			$\rho = A_s/bd$ (en columnas).



- ρ' cuantía del acero de refuerzo longitudinal a compresión:
- $\rho' = A_s' / bd$ (en elementos a flexión).
- ρ_h cuantía de acero de refuerzo horizontal en el muro, calculada como $A_{sh} / S_h t$.
- ρ_v cuantía de acero de refuerzo vertical en el muro, calculada como $A_{sv} / S_v t$.
- Q factor de comportamiento sísmico.
- S separación del acero de refuerzo transversal o de conectores, cm (mm).
- S_h separación del acero de refuerzo horizontal en el muro o de los alambres horizontales de una malla de alambre soldado, cm (mm).
- t espesor del patín en secciones I o L, o espesor de muros, cm (mm).
- V fuerza cortante que actúa en una sección, kg.
- V_{CR} fuerza cortante de diseño que toma el concreto, kg.
- V_{mR} fuerza cortante de diseño que toma la mampostería, kg.
- V_{sR} fuerza cortante de diseño que toma el acero de refuerzo horizontal, transversal o mallas de alambre soldado, kg.
- V_m^* resistencia de diseño a compresión diagonal de muretes, sobre área bruta medida a lo largo de la diagonal paralela a la carga, kg/cm².
- V_u fuerza cortante de diseño, kg.
- τ_u esfuerzo cortante de diseño, kg/cm².
- W_u suma de las cargas de diseño muertas y vivas, multiplicadas por el factor de carga correspondiente, acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado, kg.
- W carga uniformemente distribuida, kg/m².
- W_u carga de diseño de la losa postensada, kg/m².
- x_1 dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo por cambios volumétricos, cm (mm).
- η factor de eficiencia del refuerzo horizontal.
- θ ángulo que el acero de refuerzo transversal por tensión diagonal forma con el eje de la pieza; también, ángulo con respecto al eje de la viga diafragma que forma el elemento de refuerzo diagonal, grados.



BIBLIOGRAFÍA

- McCormac, Jack C; Nelson, James K. 2002. Análisis de Estructuras. 2 ed. en español. México, Méx, Alfaomega. 701 p.
- Diario Oficial de la Federación. 29 de Enero de 2004. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. México, Méx. Gobierno del Distrito Federal. 111 p.
- Gaceta Oficial del Distrito Federal. 06 de Octubre de 2004. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. México, Mex. Gobierno del Distrito Federal. 284 p.
- González Licón, Héctor J. 1994. Glosario de Términos Técnico Arquitectónicos. 1ª ed. México, Méx, U.M.S.N.H. 194 p.
- Sánchez, Alma R; Navarro, Enrique O; Olmos, Bertha A. 2006. Proyecto Estructural de una Casa Habitación, Manual de Apuntes. Morelia, Mich., Méx. 146 p.
- Wikipedia (La Enciclopedia Libre) 2007. Proyecto arquitectónico (en línea). Consultado 25 Octubre. Disponible en: http://es.wikipedia.org/wiki/Proyecto_arquitect%C3%B3nico
- El prisma 2007. Losas de Concreto Armado (en línea). Consultado 21 Octubre. Disponible en: <http://www.elprisma.com/apuntes/curso.asp?id=11399>
- Arqhys (Arquitectura y Construcción) 2005. Losas (en línea). Consultado 21 Octubre. Disponible: <http://www.arqhys.com/construccion/losas.html>

