

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR
DE MAMPOSTERÍA

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE :
I N G E N I E R O C I V I L

PRESENTA:
PEDRO SALINAS ALVAREZ

ASESOR DE TESIS : ING. MARCOS TREJO HERNÁNDEZ

JUNIO DE 2013



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/200/12

Señor
PEDRO SALINAS ÁLVAREZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. MARCOS TREJO HERNÁNDEZ**, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted conforme a la opción I. "Titulación mediante tesis o tesina y examen profesional", para obtener su título de **INGENIERO CIVIL**.

"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE MAMPOSTERÍA"

- INTRODUCCIÓN
- I. MARCO NORMATIVO
- II. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO
- III. PARÁMETROS QUE INTERVIENEN EN EL ANÁLISIS DEL MODELO
- IV. MODELADO EN PROGRAMA STAAD PRO 2005
- V. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL MODELO
- VI. ANÁLISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES
- VII. CONCLUSIONES
- BIBLIOGRAFÍA
- ANEXOS

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 3 de abril del 2013.
EL PRESIDENTE DEL COMITÉ.


M.I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

JTSMTH/nm

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE MAMPOSTERÍA

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN

OBJETIVOS DEL PROYECTO. _____	5
USO DE LA MAMPOSTERÍA COMO ELEMENTO CONSTRUCTIVO. _____	6

I. MARCO NORMATIVO

I.I	NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL (2004). _____	8
I.II	EL DETALLADO EN LOS PROYECTOS DE MAMPOSTERÍA. _____	8
I.III	FUNDAMENTOS PARA UN ADECUADO COMPORTAMIENTO SÍSMICO EN ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA. _____	9
I.IV	REQUISITOS POR MOMENTO FLEXIONANTE EN VIGAS DE CONCRETO REFORZADO. _____	10
I.V	REQUISITOS POR FUERZA CORTANTE EN VIGAS DE CONCRETO REFORZADO. _____	12
I.VI	REQUISITOS DE LOSAS MACIZAS QUE TRABAJAN EN DOS DIRECCIONES. _____	13
I.VII	REQUISITOS DE MUROS DIAFRAGMA DE MAMPOSTERÍA. _____	14

II. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

II.I	GENERALIDADES. _____	21
II.II	CONDICIONES ESTRATIGRÁFICAS DEL SITIO. _____	22
II.III	DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA. _____	23
II.IV	ESTRUCTURACIÓN. _____	27
II.V	CONDICIONES DE REGULARIDAD. _____	29

III. PARÁMETROS QUE INTERVIENEN EN EL ANÁLISIS DEL MODELO

III.I	ESPECIFICACIONES DE CARGAS BÁSICAS. _____	36
III.II	PESO PROPIO DE ELEMENTOS. _____	37

III.III	ESPECTRO DE DISEÑO POR SISMO. _____	38
III.IV	COMBINACIONES DE CARGAS. _____	40
III.V	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES. _____	41
III.VI	CARACTERÍSTICAS DE LA MAMPOSTERÍA. _____	43

IV. MODELADO EN PROGRAMA STAAD PRO 2005

IV.I	PROCEDIMIENTO GENERAL PARA DESARROLLAR EL MODELO. _____	46
IV.II	MÉTODO DE ANÁLISIS DINÁMICO EN TRES DIMENSIONES PARA MODELADO EN COMPUTADORA. _____	46
IV.III	REFERENCIA TÉCNICA Y AMBIENTE DE TRABAJO. _____	48
IV.IV	CALIBRACIÓN DEL MODELO. _____	49

V. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL MODELO

V.I	OBJETIVOS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL. _____	53
V.II	PROPIEDADES DINÁMICAS: PERIODOS Y FRECUENCIAS. _____	53
V.III	REVISIÓN DEL CORTANTE BASAL. _____	54
V.IV	REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIÓN DE ENTREPISO. _____	55

VI. ANÁLISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

VI.I	OBJETIVOS DEL DISEÑO. _____	58
VI.II	CONTRATRABES. _____	58
VI.III	LOSA DE CIMENTACIÓN. _____	62
VI.IV	TRABES DE ENTREPISO. _____	66
VI.V	LOSA DE ENTREPISO. _____	69
VI.VI	TRABES DE AZOTEA. _____	72
VI.VII	LOSA DE AZOTEA. _____	75
VI.VIII	MUROS DE MAMPOSTERÍA. _____	76

VII. CONCLUSIONES

VII.I	CONCLUSIONES GENERALES. _____	85
-------	-------------------------------	----

BIBLIOGRAFÍA

	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS. _____	88
--	-----------------------------------	----

ANEXOS

	GLOSARIO DE TÉRMINOS BÁSICOS. _____	91
--	-------------------------------------	----

	PLANOS ESTRUCTURALES. _____	94
--	-----------------------------	----

INTRODUCCIÓN

OBJETIVOS DEL PROYECTO.

USO DE LA MAMPOSTERÍA COMO ELEMENTO CONSTRUCTIVO.

OBJETIVOS DEL PROYECTO.

En la presente tesis se realiza el análisis y diseño de una vivienda de 3 niveles estructurada a base de muros de mampostería confinada y reforzada interiormente.

Los objetivos fundamentales del presente proyecto son los siguientes:

-Hacer uso del programa estructural de modelado Staad Pro 2005 para realizar el análisis estructural y obtener los elementos mecánicos máximos actuantes en los elementos estructurales principales y posteriormente realizar el diseño de estos.

-Diseñar los elementos estructurales principales y mayormente solicitados como son las contratrabes, losa de cimentación, trabes de entrepiso, trabes de azotea, losa de entrepiso, losa de azotea y muros de mampostería (en este caso solo del primer nivel), en base a las Especificaciones de Diseño del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004) en sus Normas Técnicas Complementarias, particularmente las de Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, Estructuras de Mampostería y las de Diseño por Sismo.

-Realizar los planos estructurales en donde se presenten los armados principales obtenidos del diseño (El detalle de traslapes y dobleces queda fuera de los alcances de este proyecto).

A continuación a manera de síntesis se presenta lo desarrollado en cada capítulo:

En el **capítulo I** se aborda el marco teórico de referencia, se presentan los principales requisitos que deben cumplir los elementos estructurales una vez determinados los elementos mecánicos actuantes sobre estos (momento flexionante y fuerza cortante).

En el **capítulo II** se realiza la descripción arquitectónica del proyecto. Además se presenta la estratigrafía del lugar y se determina las condiciones de regularidad del edificio.

En el **capítulo III** se obtienen los valores como son la bajada de cargas, se determina el espectro de diseño de acuerdo a la zona de interés y se define las propiedades de los materiales utilizados, con la finalidad de realizar el análisis del modelo tridimensional. Cabe aclarar que todos los pesos son introducidos manualmente al modelo, dejando deshabilitada la opción de generar automáticamente el peso propio de elementos por el programa.

En el **capítulo IV** se presenta de manera general la forma de creación del modelo, tomando como base el programa de diseño estructural Staad Pro 2005. Se hace referencia a la forma de modelado para muros de mampostería utilizando el método de la columna ancha. Se realiza la calibración del modelo para tomar en cuenta la interacción suelo-estructura (La utilización del programa Staad Pro 2005 para el desarrollo del modelo queda fuera de los alcances de este proyecto).

En el **capítulo V** se presentan los resultados obtenidos en el modelo tridimensional y se revisa que valores como el número de modos naturales, la revisión por cortante basal y el grado de desplazamientos y distorsiones por entrepiso que presenta la estructura no sobrepasen los valores límite indicados en las Normas Técnicas Complementarias Diseño por Sismo (NTCS).

En el **capítulo VI** se presentan los resultados obtenidos del análisis y se diseñan los elementos estructurales que presentan una mayor sollicitación de esfuerzos, utilizando las especificaciones contenidas en las NTC del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004).

En el **capítulo VII** se presentan conclusiones generales del sistema estructural utilizado y se mencionan algunas recomendaciones para un adecuado comportamiento estructural en este tipo de edificaciones.

Al final se presentan las referencias bibliográficas utilizadas como apoyo de investigación de los temas presentados en este proyecto.

Se incluye un anexo el cual comprende un glosario de los términos básicos que ayuden al mejor entendimiento del presente trabajo, y los planos estructurales de los armados de los elementos principales obtenidos del diseño en el capítulo VI (no se presenta el análisis y diseño de la escalera pero se presentan las características principales del armado más comúnmente utilizadas en este tipo de escaleras en los planos.)

USO DE LA MAMPOSTERÍA COMO ELEMENTO CONSTRUCTIVO.

El tema de la mampostería reforzada desaparece por 50 años, hasta que en 1889 el ingeniero francés Paul Cottancin patentó un método para reforzar y construir edificios de mampostería. En 1920 se construyeron varias obras de mampostería reforzada en la India, y se ensayaron un total de 682 especímenes entre vigas, losas, columnas y arcos. Este trabajo constituye la primera investigación organizada de mampostería reforzada, como el punto de inicio del desarrollo moderno de la mampostería estructural.

Japón un país sometido a acciones sísmicas importantes construyó en las primeras décadas de este siglo muros de mampostería reforzada en edificios y en obras de contención, puentes, silos y chimeneas. En los Estados Unidos se inició en 1913 una investigación apoyada por los fabricantes de ladrillos de arcilla para el estudio experimental de la mampostería reforzada, sentando las bases para otras investigaciones similares en otras partes del mundo.

En los últimos años se han desarrollado investigaciones relativas al empleo de mampostería de muy alta calidad en nuestro país, para ser utilizada como un elemento estructural en viviendas. Con la fabricación de piezas industrializadas de buena calidad y con las especificaciones derivadas de estas investigaciones, es posible, actualmente, diseñar y construir estructuras de mampostería que tengan un excelente desempeño estructural, principalmente ante sollicitaciones sísmicas; esto se logra por medio de los elementos de confinamiento, dadas y castillos, y del refuerzo horizontal. Se ha demostrado que el refuerzo horizontal es fundamental en cuanto a la resistencia, capacidad de deformación, patrones de agrietamiento, etc. lo que en conjunto con el confinamiento y piezas de buena calidad conducen a sistemas de mampostería de buena calidad. Paralelamente se menciona que la diferencia en el costo de la estructura entre la mampostería confinada con refuerzo horizontal y la mampostería simple es marginal, entre 2 a 5%, pero con una diferencia sustancial en su desempeño estructural, así como en la presencia de agrietamiento bajo condiciones de servicio.

I. MARCO NORMATIVO

- I.I NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL (2004)
- I.II EL DETALLADO EN LOS PROYECTOS DE MAMPOSTERÍA.
- I.III FUNDAMENTOS PARA UN ADECUADO COMPORTAMIENTO SÍSMICO EN ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA.
- I.IV REQUISITOS POR MOMENTO FLEXIONANTE EN VIGAS DE CONCRETO REFORZADO.
- I.V REQUISITOS POR FUERZA CORTANTE EN VIGAS DE CONCRETO REFORZADO.
- I.VI REQUISITOS DE LOSAS MACIZAS QUE TRABAJAN EN DOS DIRECCIONES.
- I.VII REQUISITOS DE MUROS DIAFRAGMA DE MAMPOSTERÍA.

I.I NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL (2004)

Toda obra de infraestructura y sus correspondientes instalaciones destinada al tipo de edificación como viviendas, oficinas, industrias, comercios, servicios hospitalarios y otros servicios deben cumplir requisitos básicos de ingeniería para su buen funcionamiento, seguridad estructural, relaciones con el medio ambiente, duración y economía, según lo establece el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal promulgado por el gobierno de esta entidad federativa.

En relación con lo que establece el Reglamento el Gobierno del Distrito Federal emite estas Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Ejecución dentro del Distrito Federal para determinar:

- Los requisitos mínimos para el diseño y ejecución de las edificaciones en el Distrito Federal, a fin de garantizar un correcto funcionamiento y seguridad estructural.
- Las recomendaciones en cuanto a los métodos y procedimientos de diseño y construcción.
- Establecer valores de los parámetros que intervienen en el diseño.
- Proporcionar al diseñador y al constructor bases que faciliten su trabajo de ingeniería dentro de la práctica recomendada internacionalmente.

I.II EL DETALLADO EN LOS PROYECTOS DE MAMPOSTERÍA

Para que un sistema estructural de mampostería cumpla con la finalidad para el cual está proyectado (por ejemplo como muro de carga que deberá aportar rigidez al sistema constructivo, resistiendo esfuerzos de compresión y de cortante) existen ciertos aspectos que es importante cuidar, como son:

- Incluir todos dibujos que indiquen la correcta colocación del acero vertical y horizontal, ya que una mala colocación de dicho refuerzo puede anular los beneficios de la sobre resistencia que proporcionan.
- El refuerzo horizontal debe estar formado por varillas sueltas con un esfuerzo de fluencia de 5000 ó 6000 kg/cm² según se especifique en el proyecto y no por escalerillas electrosoldadas ó por alambroón liso. La fabricación de las varillas debe cumplir con la Norma NMX-B-072-1986.
- El refuerzo horizontal debe anclarse en los castillos extremos del muro y en castillos interiores cuando la longitud del muro sea mayor a la longitud de las varillas. El anclaje debe ser con un gancho a 90 grados ahogado en un castillo de confinamiento ó un gancho a 180 grados abrazando el refuerzo vertical de un castillo ahogado. El refuerzo horizontal no debe traslaparse y siempre debe estar anclado en sus extremos a un castillo.
- En la intersección de los muros reforzados interiormente cuando no se cuatrapean las piezas en las uniones en "L" ó en "T" se debe indicar la colocación de un anclaje mecánico a base de un gancho cerrado con las mismas varillas del refuerzo horizontal y a la misma separación que éste

Cabe mencionar que además del detallado en el proyecto de estructuras de mampostería, la supervisión técnica de obra y la capacitación técnica de los trabajadores son factores muy importantes a tomar en cuenta, tal es el caso de reglamentos de construcción como el UBC(Uniform Building Code 1997) donde se exige una supervisión especial para estructuras de mampostería diseñadas al 100% de su resistencia y obligan a reducir la resistencia de dichas estructuras al 50% cuando no se tiene dicha supervisión.

I.III FUNDAMENTOS PARA UN ADECUADO COMPORTAMIENTO SÍSMICO EN ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

Estos se han derivado de la observación y estudio de la respuesta de las estructuras ante los sismos y se sugiere que para un adecuado comportamiento sísmico se cumplan los aspectos siguientes:

- Forma robusta de la edificación.
- La planta debe ser simétrica, regular y compacta.
- Los muros deben estar arriostrados entre sí.
- Se debe usar un mismo arreglo de muros en pisos subsecuentes (regularidad en elevación).
- Los cuerpos deben separarse entre sí cuando menos 50 mm.
- Se debe mantener el área de las aberturas lo más baja posible.
- Cimentaciones sólidas. Conviene usar cimentaciones continuas y que estén reforzadas de acuerdo con el tipo de terreno. Así, si el material es blando, es recomendable que las zapatas corridas sean de concreto reforzado.
- Materiales de buena calidad, ya sea que se usen piezas sólidas o huecas, deben satisfacer la Norma Mexicana NMX-C-404-ONNCCE (2005).
Los morteros deben poseer una resistencia consistente con la resistencia de las piezas por unir.
- Se recomienda que la dosificación (cemento:cal:arena, por volumen) del mortero sea 1:2:9 ó 1:0:6 en el peor de los casos. Un punto muy importante es que en todos los morteros se use cemento, de modo de alcanzar una resistencia mínima acorde con las piezas según la menor resistencia permitida en la norma NMX-C-404-ONNCCE.
- Para la elaboración de los morteros se deben usar arenas limpias, libres de arcilla y materia orgánica.
- Se debe usar agua limpia, libre de cloruros, materia orgánica y de cualquier otra sustancia que altere la resistencia mecánica y durabilidad del mortero.
- Muros resistentes. Las estructuras deben poseer una adecuada densidad de muros. Se debe tener en mente que la resistencia de un muro depende de varios factores, como son: tipo de pieza, mortero, aparejo, refuerzo, carga axial, tamaño y ubicación de aberturas, relación de esbeltez (altura/espesor).
- Aberturas bien distribuidas. El tamaño de las aberturas debe ser el más pequeño posible; éstas deben estar alejadas de las esquinas de los muros, por lo menos a una distancia de $\frac{1}{4}$ de la altura de la abertura, pero no menos de 600 mm. Las aberturas deben estar espaciadas de modo que entre ellas quede una porción de anchura igual a la mitad de la altura de la abertura, pero no menor que 600 mm.

Se recomienda que la suma de las anchuras de las aberturas sea menor que la mitad de la longitud del muro. Se ha observado un mejor desempeño ante sismos en muros cuyas aberturas están confinadas en los lados y en la parte superior con castillos y dalas.

-Uso de elementos horizontales de confinamiento, ya que del mismo modo que lo señalado anteriormente, los muros reforzados con dalas en su extremo superior tienen un mejor comportamiento sísmico que aquellos que no las tienen; incluso mejor es el comportamiento si las dalas son continuas en la estructura, consiguiendo la continuidad mediante conexiones adecuadas entre ellas. Las dalas incrementan la rigidez de la parte superior del muro, evitan su agrietamiento prematuro y facilitan la transmisión de fuerzas inducidas por sismo. Con objeto de promover un trabajo como unidad de la estructura, así como de diafragma por parte del sistema de piso/techo, es conveniente que la dala esté conectada con éste. Las dalas deben tener una anchura mínima de su sección transversal igual al espesor del muro, y un peralte de 100 mm. Deben estar reforzadas para resistir el puntal de compresión que se desarrolla en el muro ante cargas laterales.

-El refuerzo longitudinal debe anclarse en las esquinas de modo de desarrollar su esfuerzo nominal de fluencia en el costado del muro.

-Ubicación adecuada de elementos verticales de confinamiento como castillos. La ubicación y diseño adecuado de estos elementos permiten confinar la mampostería, reduciendo en una mejor capacidad de deformación horizontal, mayor resistencia y una menor tasa del deterioro de la resistencia y rigidez. Promueven que el comportamiento del muro sea estable. Para su ubicación, diseño y construcción existen requisitos establecidos.

-Mantenimiento periódico. Sin temor a equivocación, se puede afirmar que a falta de mantenimiento, el daño será mayor. En muchos casos, el daño se puede deber a: debilitamiento de la mampostería (ya sea por humedad, ciclos de deshielo/congelamiento, vegetación); corrosión de barras de refuerzo (iniciado por agrietamiento de gran anchura, por escaso recubrimiento, o bien por pérdida de éste); agrietamiento de muros, en particular por asentamientos diferenciales; o bien, por daño en sismos previos.

-Establecer y emprender inspecciones regulares de la estructura, dirigidas a identificar deterioros en morteros y piezas, agrietamiento y corrosión. Un aspecto fundamental es la inspección de las instalaciones eléctrica e hidrosanitaria; una fuga de agua puede reblandecer a la mampostería, de modo de reducir su resistencia y rigidez.

I.IV REQUISITOS POR MOMENTO FLEXIONANTE EN VIGAS DE CONCRETO REFORZADO

Dentro de las Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción De Estructuras De Concreto, capítulo VI. Disposiciones Complementarias Para Elementos Estructurales Comunes, se establecen requisitos generales mínimos que se deben cumplir, como son:

En toda sección se dispondrá de refuerzo tanto en el lecho inferior como en el superior. En cada lecho, el área de refuerzo no será menor que la obtenida en la

ecuación #1 (refuerzo mínimo por flexión) y constará de por lo menos dos barras corridas de 12.7 mm de diámetro (número 4).

$$A_s \text{ min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} bd$$

Ecuación #1 (Refuerzo mínimo por flexión, cm²)

Donde:

b y d son el ancho y el peralte efectivo, no reducidos, de la sección, respectivamente.

f'c es la resistencia especificada del concreto a compresión (kg / cm²)

f_y es el esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo (kg / cm²)

No es necesario que el refuerzo mínimo sea mayor que 1.33 veces el requerido por el análisis.

El área máxima de acero de tensión será 75 por ciento de la correspondiente a falla balanceada (la falla balanceada ocurre cuando simultáneamente el acero llega a su esfuerzo de fluencia y el concreto alcanza su deformación máxima de 0.003 en compresión.)

Las secciones rectangulares sin acero de compresión tienen falla balanceada cuando su área de acero está determinada por la ecuación #2.

$$\left(\frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} \right) bd$$

Ecuación #2 (Área de acero para condición balanceada, cm²)

Para diseñar se usará el valor nominal a compresión, f_c* (f_c* = 0.8 f_c')

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0.85 && \text{si } f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2 \\ \beta_1 &= 1.05 - (f_c^*/1400) \geq 0.65 && \text{si } f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Donde β₁ especifica la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos a compresión como una fracción de la profundidad del eje neutro.

Este último límite rige también en zonas afectadas por articulaciones plásticas, con excepción de marcos considerados como dúctiles (estructuras a base de marcos colados en el lugar diseñados por sismo.)

En el dimensionamiento de vigas continuas monolíticas con sus apoyos puede usarse el momento en el paño del apoyo.

Para calcular momentos flexionantes en vigas que soporten losas de tableros rectangulares, se puede tomar la carga tributaria de la losa como si estuviera uniformemente repartida a lo largo de la viga.

La relación entre la altura y el ancho de la sección transversal, h/b , no debe exceder de 6.

I.V REQUISITOS POR FUERZA CORTANTE EN VIGAS DE CONCRETO REFORZADO

-La fuerza cortante que toma el concreto es aplicable cuando la dimensión transversal, h , del elemento, paralela a la fuerza cortante, no es mayor de 700 mm. Cuando la dimensión transversal h es mayor que 700 mm, la fuerza cortante que toma el concreto V_{CR} deberá multiplicarse por el factor obtenido con la siguiente expresión:

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

El factor calculado con la expresión anterior no deberá tomarse mayor que 1.0 ni menor que 0.8.

En vigas sin preesfuerzo con relación claro a peralte total, L/h , no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto, V_{CR} (kg), se calculará con el criterio siguiente, que se presenta en las ecuaciones #3 y #4.

Si $p < 0.015$

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

Ecuación #3

Si $p > 0.015$

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

Ecuación #4

Donde: $F_R = 0.8$

b = Ancho ó base

d = Peralte efectivo

$p = A_s / bd$ (cuantía del acero de refuerzo longitudinal)

-En elementos anchos como losas, en los que el ancho, b , no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo, d , el espesor no sea mayor de 600 mm y la relación M/Vd no exceda de 2.0, la fuerza resistente, V_{CR} (kg) puede tomarse igual a el valor resultante de la ecuación #5.

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

Ecuación #5

-En el caso del refuerzo por tensión diagonal en vigas, reflejado en las llamadas "grietas por cortante" cuando en la sección de concreto se presentan (en caras laterales y lecho inferior de la sección), este refuerzo debe estar formado por estribos cerrados perpendiculares u oblicuos al eje de la pieza, barras dobladas o una combinación de estos elementos. El acero de refuerzo f_y debe ser igual o mayor a 4200 kg/cm^2 .

-En vigas debe suministrarse un refuerzo mínimo por tensión diagonal cuando la fuerza cortante de diseño, V_u , sea menor que V_{CR} . El área de refuerzo mínimo para vigas será la calculada con la Ecuación #6:

$$A_v \text{ min} = 0.30\sqrt{f_c^*} \frac{bs}{f_y}$$

Ecuación #6 Área de refuerzo mínimo por tensión diagonal (cm^2)

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

Cuando V_u sea mayor que V_{CR} , la separación, s, del refuerzo por tensión diagonal requerido se determinará con siguiente ecuación, ecuación #7.

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

Ecuación #7 Separación de estribos

Donde:

A_v = Área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia s

θ = Ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza

V_{SR} = fuerza cortante de diseño que toma el acero transversal ($V_{SR} = V_u - V_{CR}$)

El refuerzo por tensión diagonal nunca será menor al refuerzo mínimo. La separación, s, no debe ser menor de 60 mm.

- Si V_u es mayor que V_{CR} pero menor o igual al resultado de multiplicar $1.5 \cdot F_R \cdot b \cdot d \cdot (f_c^*)^{1/2}$ la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.5d$.
- Si V_u es mayor que el resultado de multiplicar $1.5 \cdot F_R \cdot b \cdot d \cdot (f_c^*)^{1/2}$ la separación de estribos no deberá ser mayor que $0.25d$.
- En ningún caso V_u será mayor al resultado de multiplicar $2.5 \cdot F_R \cdot b \cdot d \cdot (f_c^*)^{1/2}$.

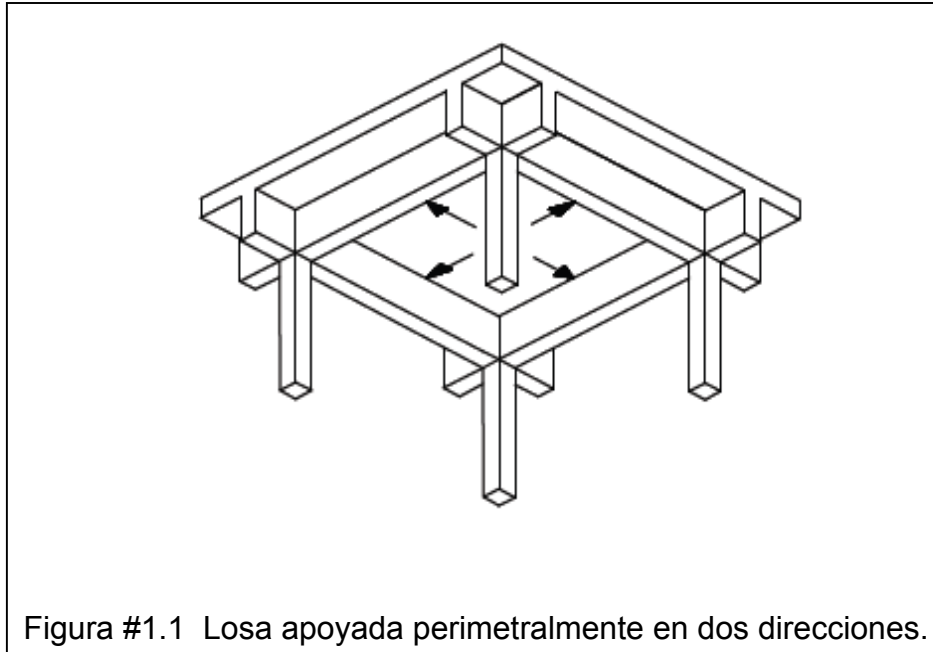
I.VI REQUISITOS DE LOSAS MACIZAS QUE TRABAJAN EN DOS DIRECCIONES

Una losa maciza reforzada en dos direcciones o perimetralmente apoyadas, es aquella que cubre tableros cuadrados o rectangulares cuyos bordes, descansan sobre vigas a las cuales les transmite su carga y estas a su vez a las columnas.

Se supone que los apoyos de todos sus lados son relativamente rígidos, con flechas muy pequeñas comparadas con las de la losa en una dirección. Estas losas aunque estén en tableros aislados, es necesario que su análisis se haga en forma tridimensional ya que son elementos estructurales altamente indeterminados.

El sistema reforzado en dos direcciones indica que la losa deberá llevar acero de refuerzo correspondiente a los momentos máximos al centro y en los apoyos.

En la siguiente figura se observa una losa apoyada en dos direcciones.



Las nervaduras de losas reticulares se dimensionarán como vigas, excepto que, si la losa se apoya en su perímetro, no será necesario cumplir con el refuerzo mínimo por tensión diagonal que se pide en la ecuación #6 mencionada anteriormente en los requisitos por fuerza cortante en vigas cuando la fuerza cortante de diseño, V_u , sea menor que V_{CR} .

Para los momentos flexionantes máximos, las secciones críticas se tomarán en los bordes y líneas medias del tablero.

Para colocación del refuerzo, la losa se considerará dividida, en cada dirección, en dos franjas extremas y una central. Para relaciones de claro corto a largo mayores de 0.5, las franjas centrales tendrán un ancho igual a la mitad del claro perpendicular a ellas, y cada franja extrema, igual a la cuarta parte del mismo. Para relaciones a_1/a_2 menores de 0.5, la franja central perpendicular al lado largo tendrá un ancho igual a $(a_2 - a_1)$, y cada franja extrema, igual a $a_1/2$.

I.VII REQUISITOS DE MUROS DIAFRAGMA DE MAMPOSTERÍA

Estos son los que se encuentran rodeados por las vigas y columnas de un marco estructural al que proporcionan rigidez ante cargas laterales. El espesor de la mampostería de los muros no será menor de 100 mm.

Para diseño por sismo, se usará $Q= 2$ cuando las piezas sean macizas; se usará también cuando se usen piezas multiperforadas con refuerzo horizontal con al

menos la cuantía mínima y los muros estén confinados con castillos exteriores. Se usará $Q= 1.5$ para cualquier otro caso.

La fuerza cortante que toma la mampostería se basa en el esfuerzo cortante resistente de diseño que, en se toma igual a la resistencia a compresión diagonal, V_m^* .

Entre los sistemas estructurales de mampostería más comunes se puede mencionar los siguientes tipos:

- Mampostería confinada, con refuerzo interior
- Mampostería confinada parcialmente reforzada
- Mampostería no confinada pero con refuerzo interior.

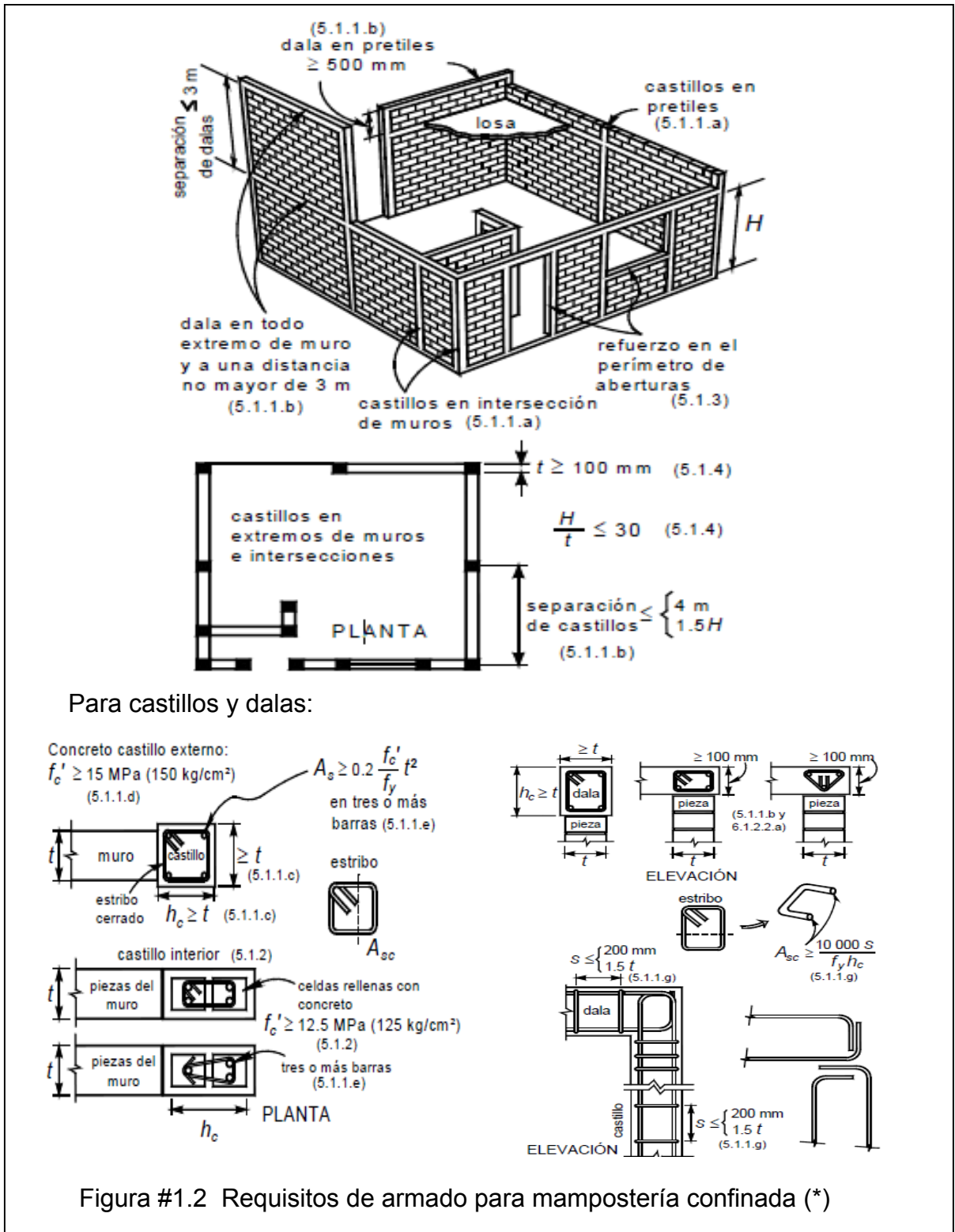
La mampostería confinada es aquella que esta reforzada con castillos y dalas.

La mampostería confinada y reforzada interiormente ha demostrado tener un excelente desempeño estructural y no necesariamente más costosa.

La mampostería reforzada interiormente es aquella reforzada con barras o alambres corrugados de acero, horizontales y verticales, colocados en las celdas de las piezas o en las juntas.

En la figura #1.2, se definen los requisitos de armado más importantes para la mampostería confinada, mismos que se describen a continuación.

En la figura #1.3 se presentan algunos requisitos de estructuración de la mampostería confinada.



Para castillos y dalas:

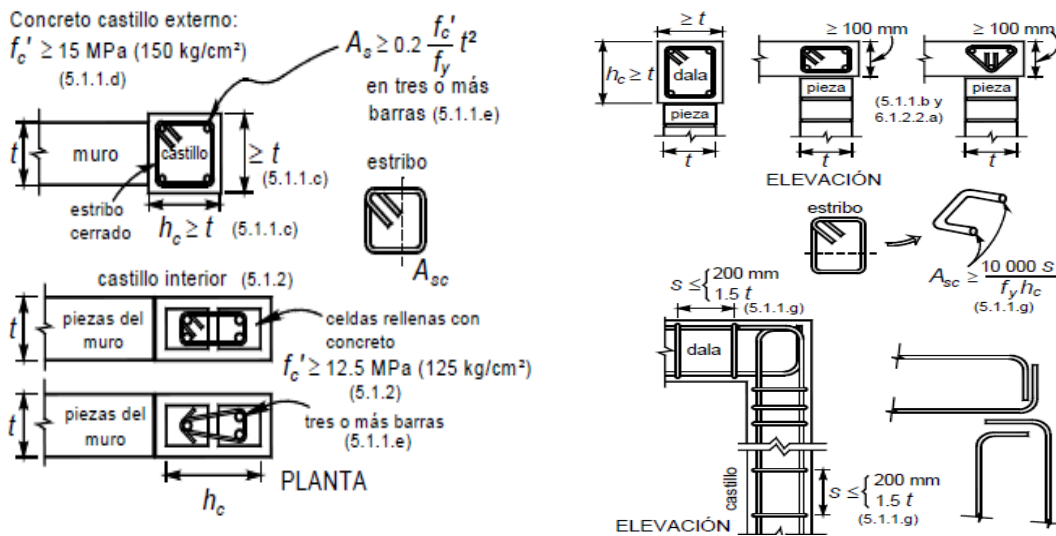


Figura #1.2 Requisitos de armado para mampostería confinada (*)

(*)Especificaciones contenidas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (2004), **considerando mampostería confinada** por medio de castillos ahogados y de cerramientos y **refuerzo interior** (horizontal).

- Existirán castillos por lo menos en los extremos de los muros e intersecciones con otros muros, y en puntos intermedios del muro a una separación no mayor que $1.5H$ ni 4 m. Los pretilos o parapetos deberán tener castillos con una separación no mayor que 4 m (ver 5.1.1.a, figura #1.2)
- Existirá una dala en todo extremo horizontal de muro, a menos que este último esté ligado a un elemento de concreto reforzado con un peralte mínimo de 100 mm (ver 5.1.1.b, figura #2). Aun en este caso, se deberá colocar refuerzo longitudinal y transversal (ver 5.1.1.e y 5.1.1.g, figura #1.2) Además, existirán dalas en el interior del muro a una separación no mayor de 3 m y en la parte superior de pretilos o parapetos cuya altura sea superior a 500 mm.
- Los castillos y dalas tendrán como dimensión mínima el espesor de la mampostería del muro, t .
- El concreto de castillos y dalas tendrá un resistencia a compresión, f'_c , no menor de 15 MPa (150 kg/cm²).
- El refuerzo longitudinal del castillo y la dala deberá dimensionarse para resistir las componentes vertical y horizontal correspondientes del puntal de compresión, cargas laterales y verticales. En cualquier caso, estará formado por lo menos de tres barras, cuya área total sea al menos igual a la obtenida con la ecuación #8.

$$A_s = 0.2 \frac{f'_c}{f_y} t^2$$

Ecuación #8 Área de acero de refuerzo longitudinal (cm²)

donde A_s es el área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en el castillo o en la dala.

- El refuerzo longitudinal del castillo y la dala estará anclado en los elementos que limitan al muro de manera que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia.
- Los castillos y dalas estarán reforzados transversalmente por estribos cerrados y con un área, A_{sc} , al menos igual a la calculada con la ecuación #9.

$$A_{sc} = \frac{1000 s}{f_y h_c}$$

Ecuación #9 Área de acero de refuerzo transversal (cm²)

donde h_c es la dimensión del castillo o dala en el plano del muro en cm. La separación de los estribos, s en cm, no excederá de $1.5 t$ ni de 200 mm.

- Cuando la resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería, v_m^* , sea superior a 0.6 MPa (6 kg/cm²), se suministrará refuerzo transversal, con área igual a la calculada con la ec. #9 y con una separación no mayor que una hilada dentro de una longitud H_o en cada extremo de los castillos. H_o se tomará como el mayor de $H/6$, $2h_c$ y 400 mm.

Para el caso de muros con castillos interiores se acepta considerar a los muros como confinados si los castillos interiores y las dalas cumplen con todos los requisitos mencionados anteriormente. Se deberán colocar estribos o grapas en

los extremos de los castillos independientemente del valor de v_m^* . Para diseño por sismo, el factor de comportamiento sísmico Q , será igual a 1.5, indistintamente de la cuantía de refuerzo horizontal colocado en la juntas de mortero para resistir fuerza cortante.

Se aceptará usar concreto para rellenar las celdas de las piezas huecas con las especificaciones siguientes:

- Su resistencia a compresión será por lo menos de 12.5 MPa (125 kg/cm²).
- El tamaño máximo del agregado no excederá de 10 mm.
- Se empleará la mínima cantidad de agua que permita que la mezcla sea lo suficientemente fluida para rellenar las celdas y cubrir completamente las barras de refuerzo vertical, en el caso de que se cuente con refuerzo interior. Se aceptará el uso de aditivos que mejoren la trabajabilidad.

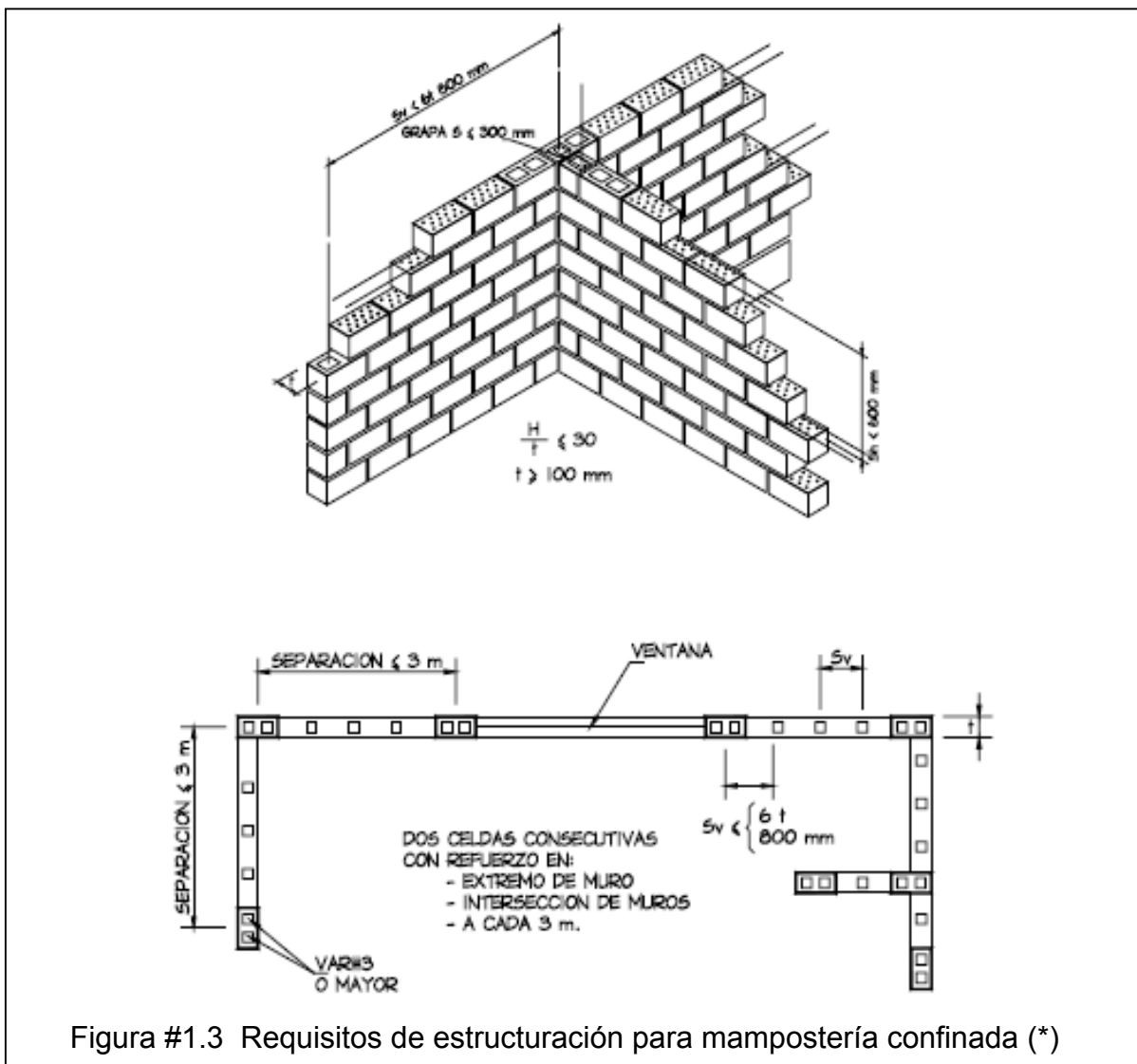


Figura #1.3 Requisitos de estructuración para mampostería confinada (*)

(*)Especificaciones contenidas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (2004), **considerando mampostería confinada** por medio de castillos ahogados y de cerramientos y **refuerzo interior** (horizontal).

El confinamiento, ha demostrado tener las siguientes características:

-Los castillos tienen una función importante para mantener la estabilidad ante cargas verticales, principalmente cuando se ha presentado el agrietamiento diagonal en muros. Para distorsiones elevadas, en las que la mampostería está sumamente dañada, la capacidad de carga es mantenida y garantizada por los castillos.

-Los muros confinados con castillos exteriores han exhibido un comportamiento más estable incluso a distorsiones del orden del 0.5%. Los castillos ahogados han demostrado mayor nivel de daño para distorsiones similares, así como la degradación de la rigidez.

-El refuerzo transversal de los estribos con áreas y separaciones adecuadas ha mostrado generar ciclos estables de esfuerzo deformación ya que el sistema presenta una mayor capacidad de deformación y de disipación de energía.

-El comportamiento post-agrietamiento del muro depende de la resistencia de los elementos confinantes.

-Los castillos incrementan la capacidad de deformación, la resistencia y la rigidez lateral.

El refuerzo horizontal ha mostrado tener una fuerte influencia para el adecuado desempeño estructural sísmico. Entre las características que aporta al sistema se encuentran:

-Favorece a una distribución más uniforme del daño y disminuye la anchura de las grietas.

-No incrementa sustancialmente el cortante de agrietamiento, ni la rigidez de agrietamiento, ni la distorsión a la que se presenta.

-La rigidez elástica no se modifica por la presencia del refuerzo horizontal.

-Genera ciclos histeréticos estables, con buena disipación de energía.

-Incrementa de manera sustancial la resistencia máxima a cortante.

-Incrementa la capacidad de disipación de energía.

-Incrementa la capacidad de deformación.

-Propicia una degradación de la resistencia lateral menos pronunciada, pero no la evita.

II. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

- II.I GENERALIDADES.
- II.II CONDICIONES ESTRATIGRÁFICAS DEL SITIO.
- II.III DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA.
- II.IV ESTRUCTURACIÓN.
- II.V CONDICIONES DE REGULARIDAD.

II.1 GENERALIDADES.

El desarrollo habitacional se encuentra localizado en Atitalaquia, Estado de Hidalgo y se extiende en un predio de 3 ha aproximadamente. Se contempla la construcción de un conjunto habitacional multifamiliar de tres niveles, para alojar 6 departamentos, en un arreglo simétrico de dos conjuntos habitacionales con rampa de escalera común a ambos conjuntos.

Las manzanas, están separadas en tres bloques, que constituyen un total de 42 conjuntos habitacionales multifamiliares. En la Figura #2.1 se muestra el sembrado arquitectónico del desarrollo habitacional.

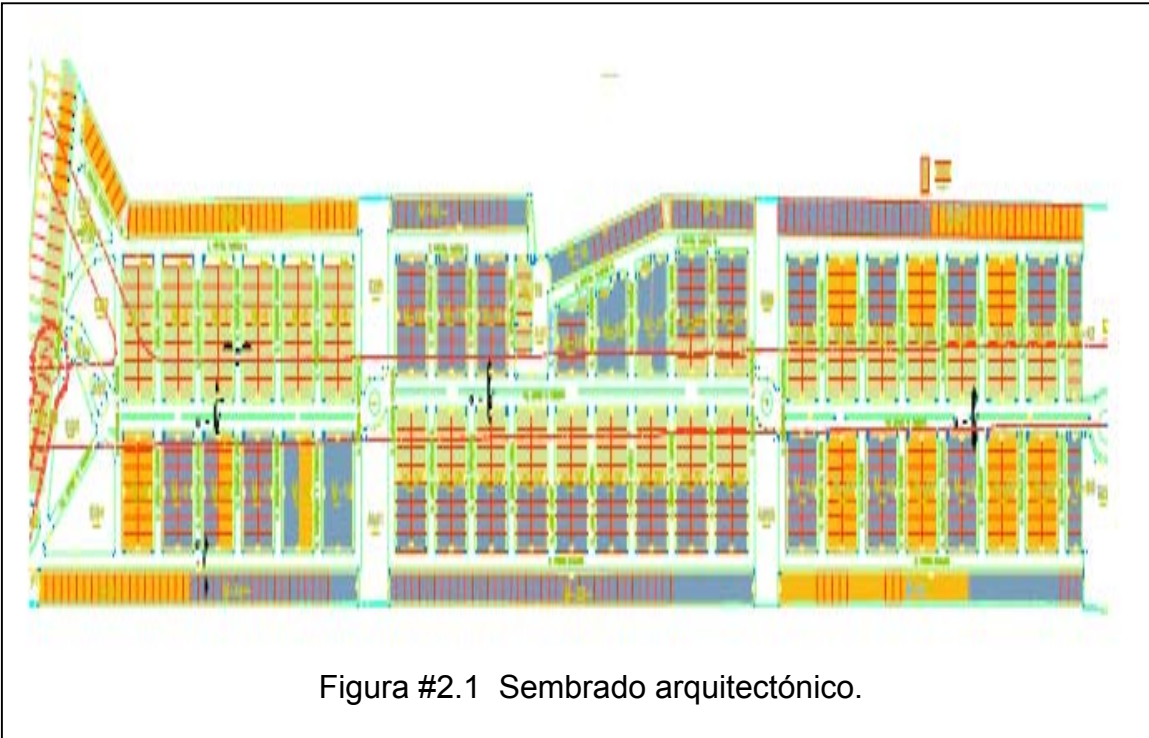


Figura #2.1 Sembrado arquitectónico.

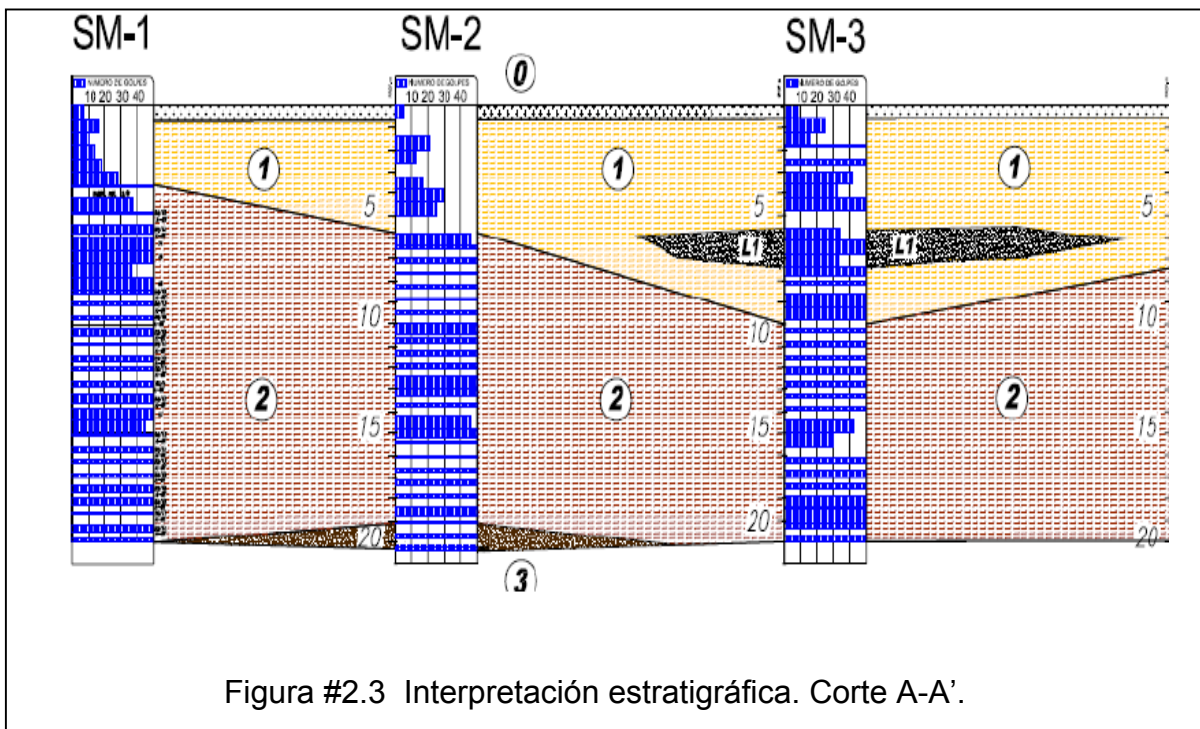
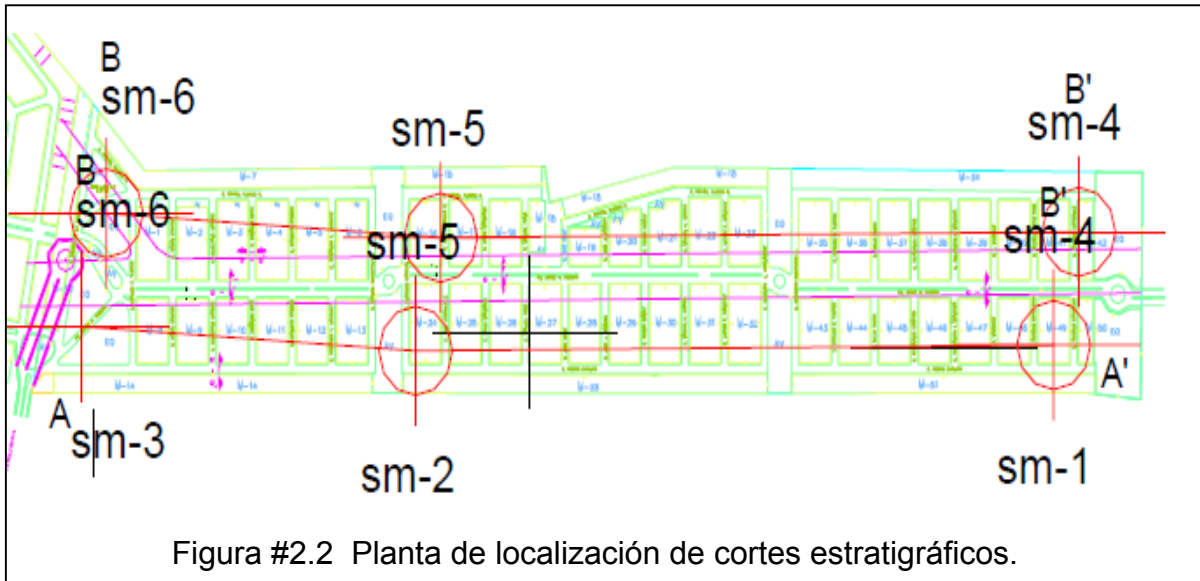
Hacia el Norte, el predio colinda con una etapa anterior del propio desarrollo habitacional (existen viviendas de dos etapas anteriores de construcción, en la dirección Norte); hacia el Sur, colinda con un lote baldío; hacia el Poniente y Oriente, colinda con colonias existentes. El predio presenta una topografía prácticamente plana.

Actualmente, en una gran parte del predio se cuenta con las plataformas de desplante de la construcción con espesores variables entre 30cm y 60cm de espesor, estas plataformas fueron construidas con material de banco de acuerdo con información del personal de la obra, es importante resaltar que estas plataformas han estado expuestas a la intemperie durante aproximadamente un año, de tal suerte que se le deberá de realizar también un tratamiento, con la finalidad de cumplir con la calidad de sub-rasante.

II.II CONDICIONES ESTRATIGRÁFICAS DEL SITIO.

En la figura #2.2 se presenta la planta de localización de cortes estratigráficos los cuales se representan e interpretan en la figura #2.3.

En la tabla #1 se presenta un resumen con las propiedades índice y mecánicas obtenidas de las pruebas realizadas a las muestras obtenidas de la campaña de exploración.



ESTRATO	PROFUNDIDAD		NÚMERO DE GOLPES PROMEDIO	GRANULOMETRIA			ÍNDICES DE CONSISTENCIA			CLASIFICACIÓN	W	PROPIEDADES MECÁNICAS				
	DE	A		Grava	Arena	Finos	WL	WP	IP			γ	φ	c	E	v
No.	(m)	(m)	N	%	%	%	%	%	%	SUCS	%	(t/m3)	°	(t/m2)	(t/m2)	
0-Capa vegetal	0	0.7	8	----	----	----	---	----	----	CL	6.5	---	---	---	---	---
1-Limo poco arenoso color café claro	0.7	10	17 y >50	0	11 a 47	42 a 89	30	9.46	20.54	ML	16.4	1.75	---	9.3	850	0.45
L1-Arena fina limosa color café claro	5.6	7	38	----	21	79	33.2	27.59	5.57	ML	14.15	1.75	33	4	1250	0.4
2-Limo arenoso color café oscuro a rojizo	10	20	>50	0	24 a 50	48 a 84	33.4	23.76	9.64	ML	17.66	1.95	---	12	1500	0.4
3-Arena media a fina con limo color café oscuro a rojizo	19	20	>50	----	-----	-----	35	22.85	12.15	SM	20.43	1.95	---	----	---	---

Tabla #1. Propiedades mecánica obtenidas en el sitio de estudio.

Como solución de cimentación se propone el uso de losas de cimentación rigidizadas en ambos sentidos mediante contratraves, desplantadas en la unidad Estratigráfica 1, cabe mencionar que para alcanzar nivel de proyecto, se colocara material de banco calidad sub-rasante, compactada en 3 capas de 20 cm al 98 % de su PVSM.

Para tomar en cuenta la interacción suelo-estructura y obtener en el modelo tridimensional una adecuada respuesta dinámica, se realizo una bajada de cargas en las condiciones de carga muerta más carga viva máxima, carga muerta mas carga viva instantánea y carga muerta mas carga viva media, dicha información se entrego al laboratorio encargado del estudio de mecánica de suelos (mismo que realizo el estudio estratigráfico) para que nos proporcione los resultados referentes al modulo de reacción vertical del suelo o en su defecto los valores de deformación vertical del suelo en varios puntos de interés. En este proyecto se utilizaron los valores de deformación vertical para calibrar los resortes que simulan el suelo en el modelo tridimensional de la estructura. El procedimiento se realiza en el Capitulo IV (calibración del modelo).

II.III DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA.

La estructura a diseñar consiste de una vivienda multifamiliar de tres niveles para alojar 3 departamentos de aproximadamente 55 m² de área en planta cada una. Se presenta un arreglo simétrico de la vivienda multifamiliar y ambos conjuntos son separados por una escalera que es común a ambos. Arquitectónicamente, cada departamento consta de: dos (2) recamaras, dos (2) baños, una (1) cocina, un (1) comedor, una (1) sala principal, un (1) cuarto de lavado y un lugar de estacionamiento.

En las figuras #2.4 a #2.11 se presentan las características arquitectónicas y vistas del inmueble.

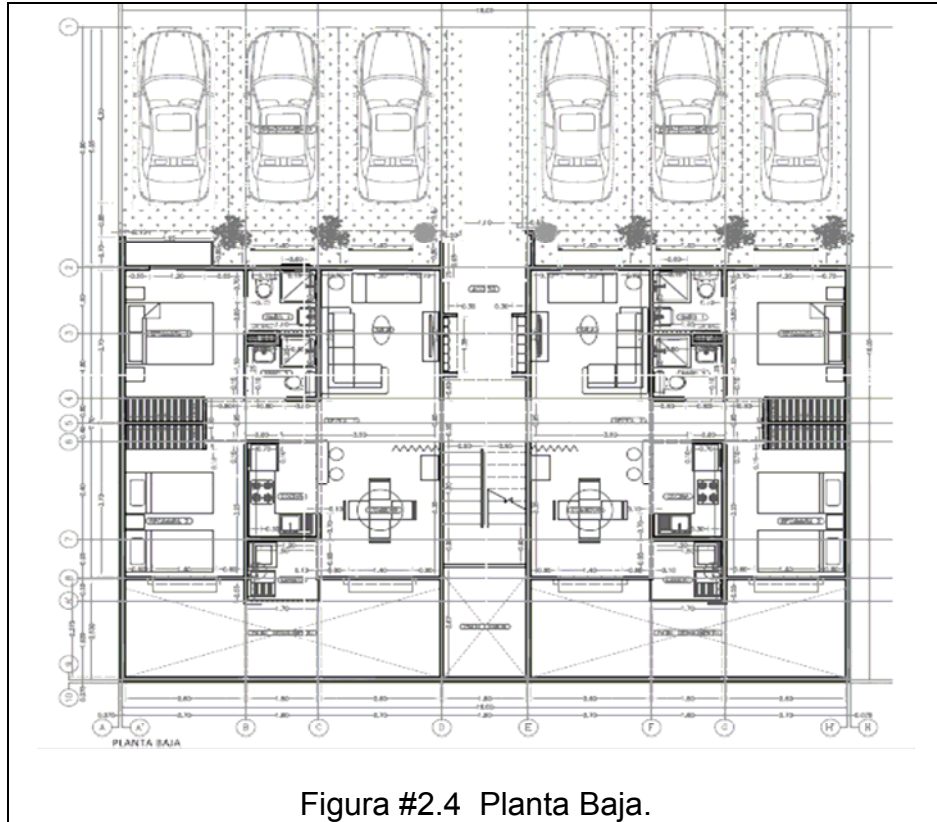


Figura #2.4 Planta Baja.

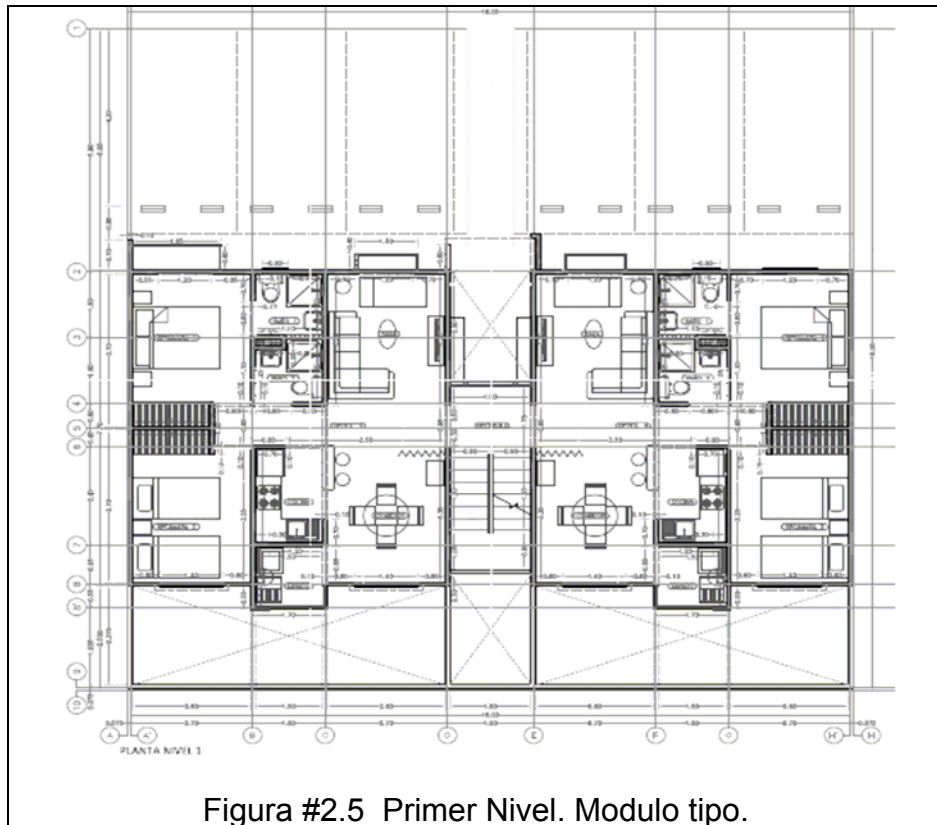


Figura #2.5 Primer Nivel. Modulo tipo.

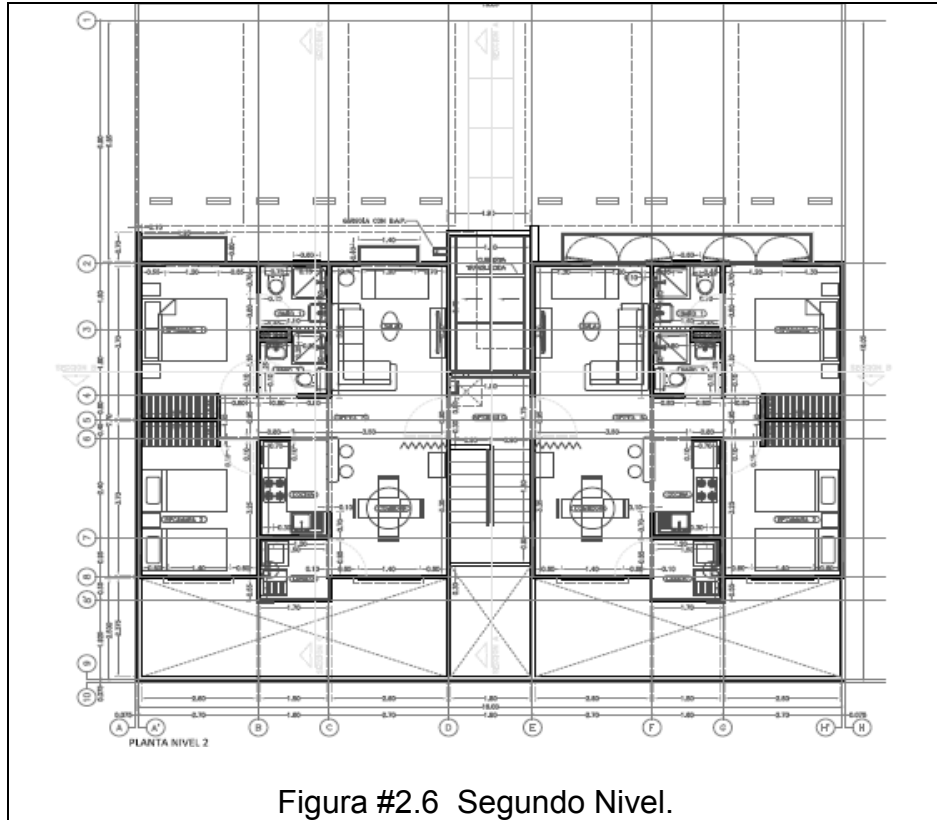


Figura #2.6 Segundo Nivel.

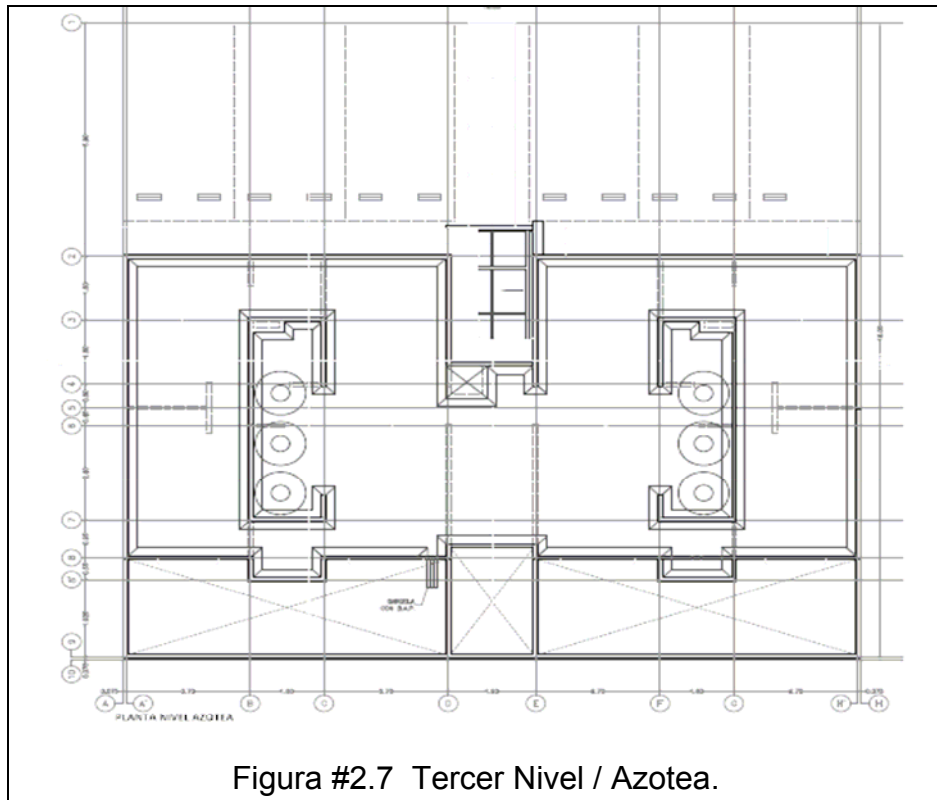


Figura #2.7 Tercer Nivel / Azotea.

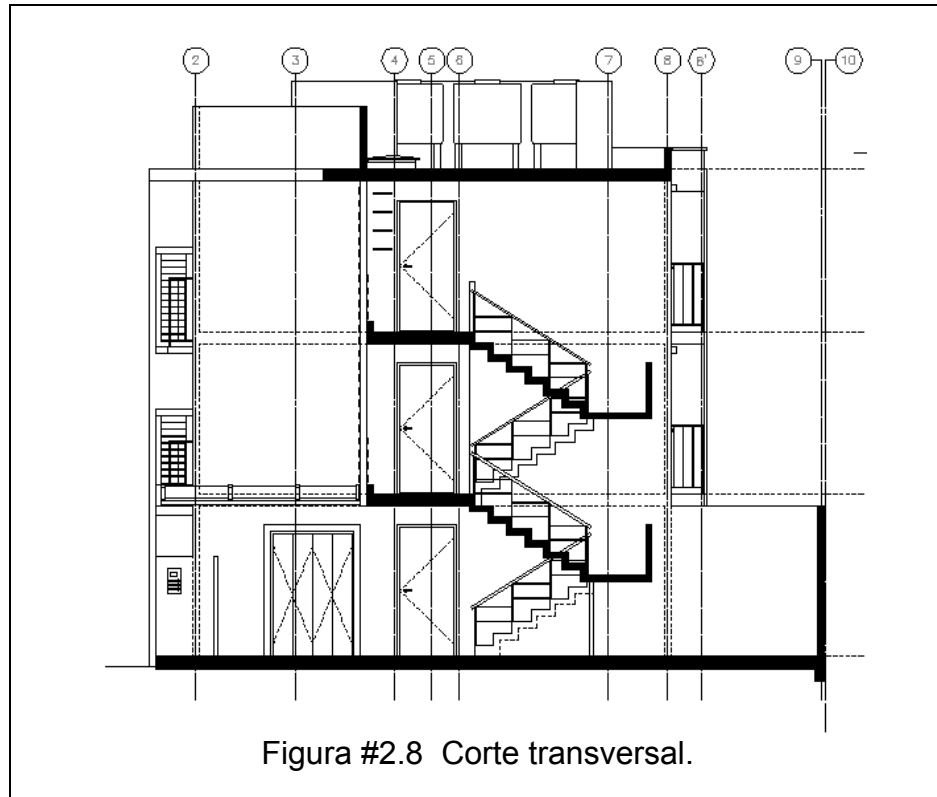


Figura #2.8 Corte transversal.

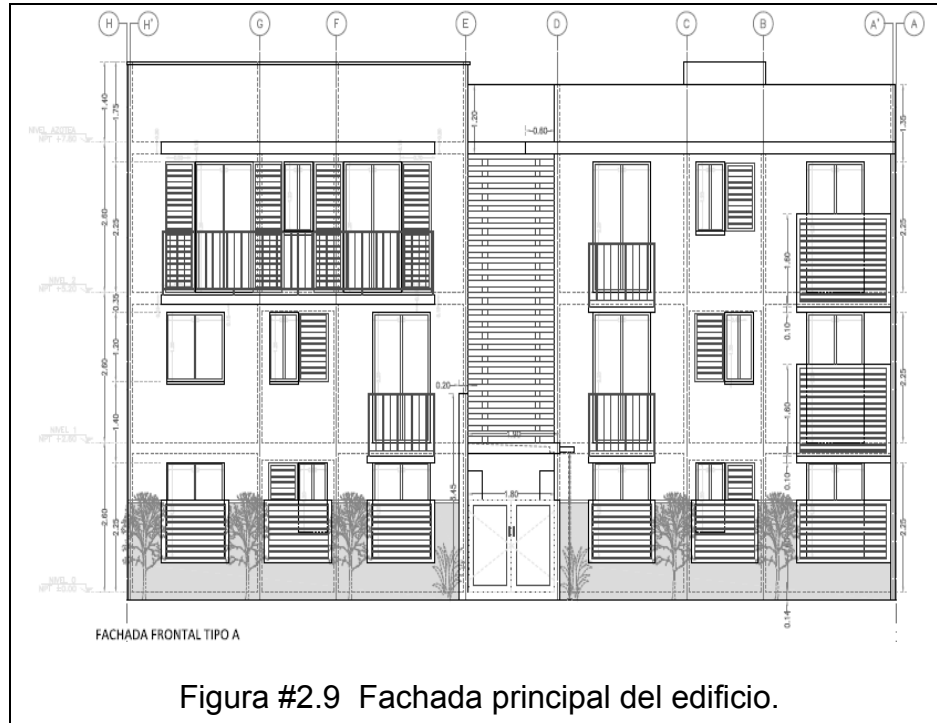


Figura #2.9 Fachada principal del edificio.



Figura #2.10 Conjunto habitacional multifamiliar con terminación final del edificio.



Figura #2.11 Perspectiva del desarrollo habitacional con terminación final.

II.IV ESTRUCTURACIÓN.

Estructuralmente, el prototipo se concibe por medio de muros de mampostería de 11.5 cm de espesor que se apoyan sobre una losa de cimentación de 13.0 cm de espesor y que tiene en su perímetro y en algunas zonas interiores contratraves armadas con una armadura tipo ARMEX. La losa de los entresijos se concibe a base de una losa maciza de 12.0 cm de espesor, en la planta de azotea es un sistema vigueta-bovedilla con un peralte total de 18 cm.

En general en las losas se emplea malla de acero electrosoldada con adición de acero, según se requiere para el caso.

Tabla #2. Estructuración general.

Nivel	Caracterización.
Losa de Cimentación	<p>Losa Maciza de Concreto Reforzado de 200 kg/cm^2 y 13 cm de espesor, armada en doble lecho con malla electrosoldada con esfuerzo de fluencia de 5000 kg/cm^2. En el perímetro de la losa se consideran contratraves armadas con armaduras tipo ARMEX (11x26 G60) de acero o similar con un esfuerzo de fluencia de 5000 kg/cm^2.</p> <p>En el cálculo se consideraron las especificaciones técnicas proporcionadas por el cliente en informe de Mecánica de Suelos elaborado por especialista en geotecnia.</p>
Muros	<p>Sistema de mampostería, a base de Novablock 11.5 multiperforado, cuyas dimensiones por pieza son 11.5 x 20.0 x 32.5 cm, confinado mediante dalas y castillos interiores, y reforzado con acero horizontal.</p> <p>Espesor de muros de 12.0 cm.</p> <p>Los castillos se diseñan con una resistencia a la compresión de 150 kg/cm^2.</p>
Losa de Entrepiso y Azotea.	<p>En el caso de los entresijos, losa maciza de concreto reforzado de 200 kg/cm^2 y 12.0 cm de espesor, armada en doble lecho de malla electrosoldada con esfuerzo de fluencia de 5000 kg/cm^2, y refuerzo adicional de diámetro definido en el proyecto estructural.</p> <p>Para azotea se tiene, un sistema a base de vigueta y bovedilla de poli estireno, con peralte de vigueta de 14.0 cm, armado con alambre de preesfuerzo con esfuerzo de fluencia $f_y = 17,500 \text{ kg/cm}^2$, en el sistema vigueta-bovedilla se añade un firme de 4.0 cm de espesor con un concreto de resistencia a la compresión de 200 kg/cm^2 y una malla electrosoldada 6x6-8/8.</p> <p>Adicionalmente se consideran dalas o cerramientos en zona de vanos de puertas y ventanas. Estas dalas o cerramientos se arman con acero de esfuerzo de alta resistencia con límite de fluencia de 6000 kg/cm^2.</p>

II.V CONDICIONES DE REGULARIDAD.

El RCDF, en su Capítulo VI del Título Sexto, propone las condiciones generales para el diseño sísmico de una estructura. Estas indicaciones son reforzadas y complementadas por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño Sísmico (NTCDS) del mismo reglamento. En general, estos documentos establecen características elementales del diseño sísmico y considera que para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los siguientes requisitos:

1) Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Éstos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.

Se cumple con el requisito

2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.

$$\frac{\text{altura}}{\text{base}} = \frac{7.80}{7.70} = 1.01$$

Se cumple con el requisito

3) La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.

$$\frac{\text{largo}}{\text{base}} = \frac{7.10}{7.70} = 0.92$$

Se cumple con el requisito

4) En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.

Se cumple con el requisito

5) En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.

Se cumple con el requisito

6) No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, de 20 por ciento del área de la planta.

Se cumple con el requisito

7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.

Se cumple con el requisito

8) Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al

último piso de la construcción. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores.

Se cumple con el requisito

9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.

Se cumple con el requisito

10) Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

Se cumple con el requisito

11) En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Para cada entrepiso en estudio la fuerza sísmica actuante para cada dirección se ejerce sobre el centro de masa de este, pero la fuerza resistente generada por la rigidez de los distintos elementos estructurales del entrepiso se ejerce sobre el centro de torsión.

Para el cálculo de las coordenadas del centro de torsión (ó centro de corte) de cada entrepiso se toma la ecuación #10 (se considerara el análisis del piso del nivel 1, para ilustración del cálculo por la semejanza con los demás niveles).

$$x_{cc} = \frac{\sum R_{yi} x_i}{RT_y}$$

$$y_{cc} = \frac{\sum R_{xi} y_i}{RT_x}$$

Ecuación #10 Coordenadas del centro de Torsión.

donde x_i e y_i representan las distancias en x e y, de cada uno de las columnas (castillos en nuestro caso) contenidos en el entrepiso al origen de coordenadas.

R representa la rigidez de una columna biempotrada y por el “método aproximado” para el cálculo de la rigidez de entrepiso se tiene:

$$R = \sum_1^n \left[\frac{12EI}{h^3} \right] \quad [\text{kg/cm}]$$

Al tratarse de una estructura de mampostería falta añadir la rigidez que esta proporciona al entrepiso.

$$R = \sum_1^n \left[\frac{E_m A}{L} \cos\theta \right] \quad [\text{kg/cm}]$$

En las tablas #3 y #4 se presentan los cálculos correspondientes en direcciones X e Y respectivamente de las coordenadas del centro de torsión.

Tabla #3. Dirección X.

xi (cm)	elementos	Ryi (kg/cm)		
60	2	97.50	195.00	11700.06
210	2	97.50	195.00	40950.22
5	6	97.50	585.00	2925.02
180	3	97.50	292.50	52650.28
270	9	97.50	877.50	236926.26
300	1	97.50	97.50	29250.16
340	5	97.50	487.50	165750.88
430	6	97.50	585.00	251551.34
490	2	97.50	195.00	95559.51
630	2	97.50	195.00	122850.66
700	8	97.50	780.00	546002.91
		Σ Ryi	4485.02	
			Σ Ryi*xi	1556108.31

$$X_{cc} = \frac{\sum Ryixi}{RTy} = \frac{1556108.31}{4485.02} = 346.96 \text{ cm}$$

Tabla #4. Dirección y.

yi (cm)	elementos	Ryi (kg/cm)		
5	8	97.50	780.00	3900.02
95	3	97.50	292.50	27787.65
155	1	97.50	97.50	15112.58
320	1	97.50	97.50	31200.17
335	2	97.50	195.00	63325.35
380	2	97.50	195.00	74100.40
440	5	97.50	487.50	214501.15
570	2	97.50	195.00	111150.59
610	2	97.50	195.00	118950.63
645	1	97.50	97.50	62887.84
760	10	97.50	975.00	741003.96
		Σ Rxi	3607.52	
			Σ Rxi*yi	1465920.33

$$Y_{cc} = \frac{\sum Rxiyi}{RTx} = \frac{1465920.33}{3607.52} = 406.35 \text{ cm}$$

Por tanto las coordenadas del centro de torsión son **(346.96 cm, 406.35 cm)**, y están referidas al origen de coordenadas, el cual quedo definido en la intersección de los ejes A-8.

Las coordenadas del centro de masa se presentan en la siguiente ecuación.

$$\left(x_i = \frac{\sum P_i y_i}{\sum P_n} , y_i = \frac{\sum P_i x_i}{\sum P_n} \right)$$

Ecuación #11 Coordenadas del Centro de Masa.

Pi = Masa considerada del elemento estructural del entrepiso en estudio
 Xi = Coordenadas del centro de masa del elemento estructural al origen de referencia

Pi (kg)	COLUMNAS			
	y (m)	Pi*y (kg/m)	x (m)	Pi*x (kg/m)
95.22	0.06	5.7132	0.06	5.7132
95.22	0.06	5.7132	0.65	61.893
95.22	0.06	5.7132	2.15	204.723
95.22	0.06	5.7132	2.75	261.855
95.22	0.06	5.7132	4.3	409.446
95.22	0.06	5.7132	4.95	471.339
95.22	0.06	5.7132	6.45	614.169
95.22	0.06	5.7132	7.05	671.301
95.22	1	95.22	2.75	261.855
95.22	1	95.22	4.35	414.207
95.22	1.6	152.352	4.35	414.207
95.22	1.6	152.352	7.05	671.301
95.22	1.95	185.679	0.06	5.7132
95.22	3.4	323.748	1.85	176.157
95.22	3.4	323.748	2.75	261.855
95.22	3.4	323.748	3.45	328.509
95.22	3.4	323.748	7.05	671.301
95.22	3.85	366.597	0.06	5.7132
95.22	3.85	366.597	1.85	176.157
95.22	4.45	423.729	1.85	176.157
95.22	4.45	423.729	2.75	261.855
95.22	4.45	423.729	3.65	347.553
95.22	4.45	423.729	4.35	414.207
95.22	4.45	423.729	7.05	671.301
95.22	5.05	480.861	7.05	671.301
95.22	5.75	547.515	0.06	5.7132
95.22	5.75	547.515	2.75	261.855
95.22	5.75	547.515	3.45	328.509
95.22	6.2	590.364	2.75	261.855
95.22	6.2	590.364	3.45	328.509
95.22	6.2	590.364	4.35	414.207
95.22	6.5	618.93	7.05	671.301
95.22	8.2	780.804	0.06	5.7132
95.22	8.2	780.804	0.6	57.132
95.22	8.2	780.804	1.9	180.918
95.22	8.2	780.804	2.75	261.855
95.22	8.2	780.804	3.5	333.27
95.22	8.2	780.804	4.35	414.207
95.22	8.2	780.804	5.05	480.861
95.22	8.2	780.804	6.35	604.647
95.22	8.2	780.804	7.05	671.301
TOTALES	3904.02	16414.0236		13911.642

MUROS				
Pi (kg)	y (m)	Pi*y (kg/m)	x (m)	Pi*x (kg/m)
186.45	0.06	11.187	0.25	46.6125
186.45	0.06	11.187	2.4	447.48
186.45	0.06	11.187	4.7	876.315
186.45	0.06	11.187	6.7	1249.215
223.74	3.4	760.716	3.15	704.781
596.64	3.85	2297.064	0.95	566.808
186.45	4.45	829.7025	4	745.8
223.74	5.8	1297.692	3.15	704.781
223.74	6	1342.44	3.15	704.781
261.03	6	1566.18	3.5	913.605
130.515	8.15	1063.69725	0.35	45.68025
242.385	8.15	1975.43775	2.75	666.55875
205.095	8.15	1671.52425	3.2	656.304
205.095	8.15	1671.52425	4.75	974.20125
186.45	8.15	1519.5675	6.65	1239.8925
671.22	0.9	604.098	0.06	40.2732
671.22	2.9	1946.538	0.06	40.2732
671.22	4.9	3288.978	0.06	40.2732
671.22	6.8	4564.296	0.06	40.2732
186.45	3.5	652.575	1.85	344.9325
186.45	4.2	783.09	1.85	344.9325
242.385	0.6	145.431	2.7	654.4395
857.67	2.2	1886.874	2.7	2315.709
466.125	5.25	2447.15625	2.7	1258.5375
55.935	5.3	296.4555	2.7	151.0245
223.74	7.9	1767.546	2.7	604.098
186.45	1.3	242.385	4.3	801.735
559.35	5.3	2964.555	4.3	2405.205
577.995	0.8	462.396	7.05	4074.86475
577.995	2.5	1444.9875	7.05	4074.86475
149.16	4.7	701.052	7.05	1051.578
503.415	5.8	2919.807	7.05	3549.07575
391.545	7.2	2819.124	7.05	2760.39225
TOTALES	11280.225	45977.6378		35095.2971

Sustituyendo en la ecuación #11:

$$x_i = \frac{\sum P_i y_i}{\sum P_n} = \frac{(16414.02+45977.64)}{(3904.02+11280.23)} = 4.11 \text{ m}$$

$$y_i = \frac{\sum P_i x_i}{\sum P_n} = \frac{(13911.64+35095.30)}{(3904.02+11280.23)} = 3.23 \text{ m}$$

Por tanto las coordenadas del centro de masa son **(411.0 cm, 323.0 cm)**, y están referidas al origen de coordenadas, el cual quedo definido en la intersección de los ejes A-8.

Conocidas las coordenadas del centro de masa y las del centro de cortante se puede determinar la excentricidad estática en cada sentido con las ecuaciones #12 y #13 (el signo determina a que lado del centro de masa se desplaza el corte).

$$e_x = x_{CM} - x_{CC} \quad \text{Ecuación \#12 Excentricidad estática en dirección X.}$$

$$e_y = y_{CM} - y_{CC} \quad \text{Ecuación \#13 Excentricidad estática en dirección Y.}$$

$$e_x = 411.00 - 346.96 = 64.04 \text{ cm}$$

$$e_y = 323.00 - 406.35 = -83.35 \text{ cm}$$

Las dimensiones en planta del entrepiso son:

$$X = 700.0 \text{ cm}$$

$$Y = 890.0 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Revisión:} \quad e_x &= 64.04 \text{ cm} < (0.10 \cdot 700 = 70.0 \text{ cm}) \\ e_y &= 83.35 \text{ cm} < (0.10 \cdot 890.0 = 89.0 \text{ cm}) \end{aligned}$$

Se cumple con el requisito

Como se cumplen todos los requisitos la estructura es considerada como regular.

NOTA: El conjunto habitacional esta constituido por 2 cuerpos principales e independientes, que son simétricos y separados por una escalera común a ambos. Los cálculos anteriores corresponden a las dimensiones de uno de los cuerpos.

III. PARÁMETROS QUE INTERVIENEN EN EL DESARROLLO DEL PROYECTO

- III.I ESPECIFICACIONES DE CARGAS BÁSICAS.
- III.II PESO PROPIO DE ELEMENTOS.
- III.III ESPECTRO DE DISEÑO POR SISMO.
- III.IV COMBINACIONES DE CARGAS.
- III.V PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.
- III.VI CARACTERÍSTICAS DE LA MAMPOSTERÍA.

III.I ESPECIFICACIONES DE CARGAS BÁSICAS

Se definieron las siguientes especificaciones básicas de cargas, mismas que se presentan en las tablas #5 y #6a, 6b y 6c:

Tabla #5. Especificación de carga viva.

Definición de cargas vivas ante:			
Ubicación	Asentamiento [kg/m ²]	Sismo [kg/m ²]	Gravitacional [kg/m ²]
Azotea (pendiente < 5%)	15	70	100
Entrepiso	70	90	170
Cimentación	70	90	170

Tabla #6a. Especificación de carga muerta.

Especificaciones de Carga Muerta en Cubierta o Azotea	
Concepto	Magnitud [kg/m ²]
Vigueta y Bovedilla (peralte de 18 cm)	271
Sobrecarga por reglamento	20
Instalaciones, Acabados y otros	35
Impermeabilizantes	50
	376

Tabla #6b. Especificación de carga muerta.

Especificaciones de Carga Muerta en Entrepiso	
Concepto	Magnitud [kg/m ²]
Losa maciza de 12 cm de espesor	288
Sobrecarga por reglamento	20
Instalaciones, Acabados y otros	83
	391

Tabla #6c. Especificación de carga muerta.

Especificaciones de Carga Muerta en Cimentación	
Concepto	Magnitud [kg/m ²]
Losa maciza de 13 cm de espesor	312
Sobrecarga por reglamento	20
Instalaciones, Acabados y otros	83
	415

Nota: Se agregará como peso propio el peso generado por cerramientos, muros y contratrabes, dejando deshabilitada la opción de generar automáticamente peso propio de estos elementos que realiza el programa.

III.II PESO PROPIO DE ELEMENTOS

Muro de Block multiperforado: Se considera block de 11.5x20x32.5 cm

Tabla #7a. Especificaciones básicas de peso propio.

Dimensiones	Peso (kg/m ²)
11.5 cm de espesor (peso de 1 m ² de muro, considerando el mortero de junteo)	124.3

Nota: El peso indicado incluye el mortero de junteo y el aplanado (El mortero es tipo I: cemento-cal-arena 1-1/4-3 1/2).

Dalas o cerramientos: Se consideran integrados al muro y en las zonas de vanos se toma una sección de 0.12 x 0.25 m promedio.

Tabla #7b. Especificaciones básicas de peso propio.

Dimensiones	Peso (ton/m)
Sección Transversal: 0.12 x 0.25 m	0.072

Contratraves: Se consideran de concreto armado con sección 0.15x0.31 m .

Tabla #7c. Especificaciones básicas de peso propio.

Dimensiones	Peso (ton/m)
Sección Transversal: 0.15 x 0.31 m	0.116

III.III ESPECTRO DE DISEÑO POR SISMO

Las fuerzas sísmicas que se calculan para el análisis están basadas en la historia sísmica del lugar. Es decir, la sismicidad de la zona se ve reflejada en los registros que, con el tiempo, se han realizado de los movimientos telúricos. Estos datos sirven como partida para suponer el comportamiento sísmico futuro y permiten, con un menor margen de error, considerar los efectos que estos eventos pueden tener en una estructura.

El espectro de diseño sísmico es la envolvente de los sismogramas obtenidos de los sismos durante un periodo de tiempo determinado. Esta gráfica es característica de cada lugar y está formada por varios elementos.

En la figura #3.1 que se muestra a continuación, se presenta la ubicación de la obra respecto a la zonificación sísmica establecida por la CFE.



En la tabla #8 y figura #3.2, se presentan los parámetros necesarios para la construcción del espectro sísmico. Estos parámetros se seleccionaron para la zona B-I de acuerdo a lo especificado por el especialista en Mecánica de Suelos y a lo establecido en el Manual de Diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad (CFE) para definir el espectro de diseño.

Tabla #8. Especificaciones para la definición del espectro sísmico.

UBICACIÓN	TIPO DE SUELO	GRUPO	FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO	COEFICIENTE SISMICO	FACTOR POR IRREGULARIDAD	PARÁMETROS DEL ESPECTRO
ATITALAQUIA MUNICIPIO DEL ESTADO DE HIDALGO	TIPO I (ZONA DE LOMAS)	B-I	$Q_x = Q_y = 2.0$ (MAMPOSTERÍA CONFINADA)	$C = 0.14$	1.0 (NO SE CONSIDERA IRREGULARIDAD)	$a_0 = 0.04$ (aceleración del sismo) $T_a = 0.20$ seg (periodo de vibración inferior) $T_b = 0.60$ seg (periodo de vibración superior) $r = 0.5$ (pendiente del espectro)

Del espectro de Diseño Sísmico para la Republica Mexicana según el manual CFE, se especifican los siguientes parámetros:

Zona	c	a_0	T_a	T_b	r
B-I	0.14	0.04	0.2	0.6	0.5

c'	0.0700
------	--------

T (s)	S_a /g	S_a' /g	T (s)	S_a /g	S_a' /g
0.000	0.040	0.400	0.486	0.140	0.070
0.080	0.080	0.052	0.600	0.140	0.070
0.120	0.100	0.058	0.700	0.130	0.065
0.160	0.120	0.064	2.500	0.069	0.034
0.200	0.140	0.070	5.000	0.048	0.024
0.295	0.140	0.070	7.500	0.040	0.020

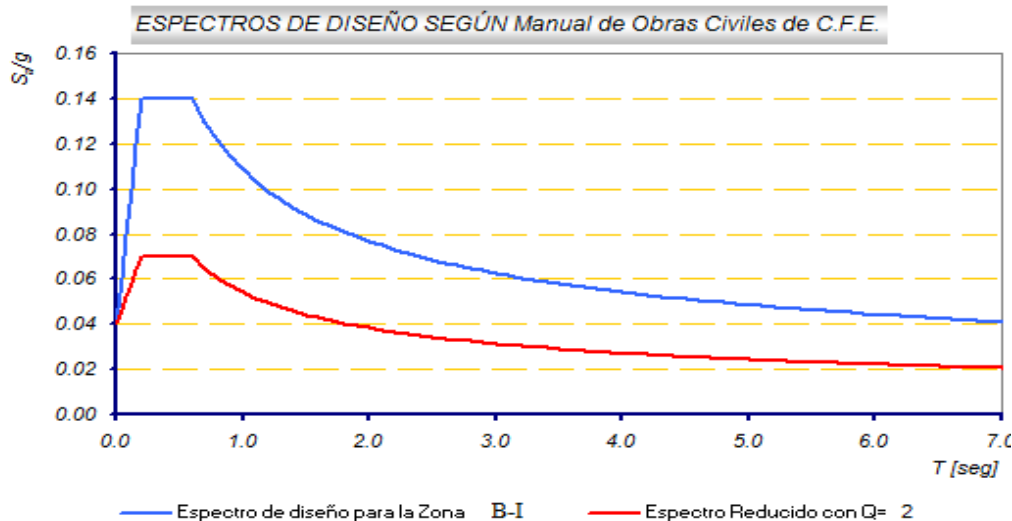


Figura #3.2 Definición del espectro sísmico.

III.IV COMBINACIONES DE CARGAS

El análisis estructural se realizó de acuerdo con el RCDF del 2004 en su Capítulo VI y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS) en donde se establece que toda estructura debe revisarse para la combinación de dos acciones horizontales: el valor de diseño de una componente de fuerza más el 30% de la otra componente ortogonal.

De acuerdo a esto se evaluaron las siguientes combinaciones de cargas.

Tabla # 9. Coeficientes de combinaciones de cargas.

Combinación de Carga	Carga muerta	Carga viva	Sismo X	Sismo Z	Uso	Observaciones
CC1	1.4	1.4	0.0	0.0	Estructura	Gravitacional
CC2	1	1	0.0	0.0	Estructura	Gravitacional
CC3	1.1	1.1	1.1	0.0	Estructura	Sismo
CC4	1.1	1.1	1.1	0.33	Estructura	Sismo
CC5	1.1	1.1	1.1	-0.33	Estructura	Sismo
CC6	1.1	1.1	-1.1	0.0	Estructura	Sismo
CC7	1.1	1.1	-1.1	0.33	Estructura	Sismo
CC8	1.1	1.1	-1.1	-0.33	Estructura	Sismo
CC9	1.1	1.1	0.0	1.1	Estructura	Sismo
CC10	1.1	1.1	0.33	1.1	Estructura	Sismo
CC11	1.1	1.1	-0.33	1.1	Estructura	Sismo
CC12	1.1	1.1	0.0	-1.1	Estructura	Sismo
CC13	1.1	1.1	0.33	-1.1	Estructura	Sismo
CC14	1.1	1.1	-0.33	-1.1	Estructura	Sismo

En la figura #3.3 se refieren las direcciones de los ejes X, Y y Z.

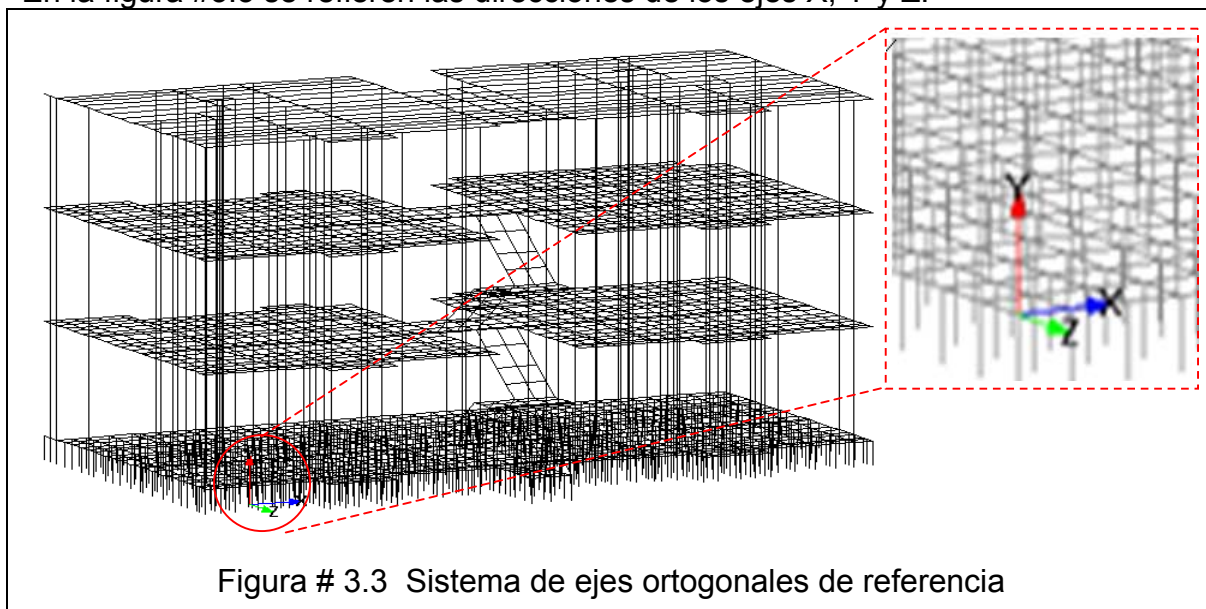


Figura # 3.3 Sistema de ejes ortogonales de referencia

III.V PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

En las siguientes tablas se presentan las características de los materiales empleados.

Tabla # 10. Calidad del concreto.

Elemento Estructural	Resistencia del Concreto a la Compresión, $f'c$ (kg/cm ²)	Módulo de Elasticidad Mínimo, E (kg/cm ²)
Losa de Cimentación	200 (concreto clase II)	113,000.00
Castillos.	150 (concreto clase II)	97,000.00
Losa de Entrepiso.	200 (concreto clase II)	113,000.00
Losa de azotea.	200 (concreto clase II)	113,000.00

Tabla # 11. Calidad de la mampostería (Novablock).

Elemento Estructural	Resistencia de la Mampostería a la Compresión, $f*m$ (kg/cm ²)	Resistencia de la Mampostería a Compresión Diagonal, $v*m$ (kg/cm ²)	Módulo de Elasticidad de la Mampostería, E_m (kg/cm ²)
Muros	60	3.5	55805.00

(Valores proporcionados por el fabricante y que se presentan en la figura #22)

Tabla # 12. Calidad del acero.

Elemento Estructural	Esfuerzo de Fluencia, f_y (kg/cm ²)
Acero de refuerzo ordinario	4200
Acero de refuerzo del # 2.	2530
Malla Electrosoldada.	5000
Armadura Tipo ARMEX	5000
Acero de Alta Resistencia (DA)	6000

Para el sistema de losa con vigueta-bovedilla la carga útil de diseño se presenta en la tabla #13a y los datos técnicos en la tabla #13b.

Tabla # 13a. Carga útil del sistema vigueta-bovedilla (kg/m²)

BOVEDILLA			
DISTANCIA ENTRE EJES		75 (cm)	
MEDIDAS		75-25-16	
PERALTE DE VIGUETA (cm)		11.00	14.00
DE LA VIGUETA (m)	3.00	440.00	476.00

DESGLOCE DE CARGAS PARA CALCULO	
PESO PROPIO	236 Kg/m ²
SOBREPESO	40 Kg/m ²
ACABADOS E INSTALACIONES	100 Kg/m ²
CARGA VIVA MÁXIMA	100 Kg/m ²
CARGA VIVA DIFERIDA	40 Kg/m ²
CARGA TOTAL MÁXIMA	476 Kg/m ²
CARGA TOTAL DIFERIDA	416 Kg/m ²
CARGA PUNTUAL	0 Ton
ACCIONES:	CONDICIÓN DE APOYO
(Ya se considera el pretensado)	Simplemente apoyado
Momento máximo(FC=1.4) = 75006 Kg cm	
Cortante máximo (FC=1.4) = 1504 Kg	
Deformación instantánea = 0	
Deformación a largo plazo = 0.18 cm	
RESISTENCIA:	
Momento nominal resistente = 114585 Kg cm	
Cortante nominal resistente en apoyos = 1844 Kg	
Deformación instantánea = 1.03 cm	
Deformación a largo plazo = 1.906 cm	

Tabla #13b. Especificaciones de diseño (Del proveedor).

En la figura #3.4 se presenta el arreglo que considera una capa de compresión de 4 cm.

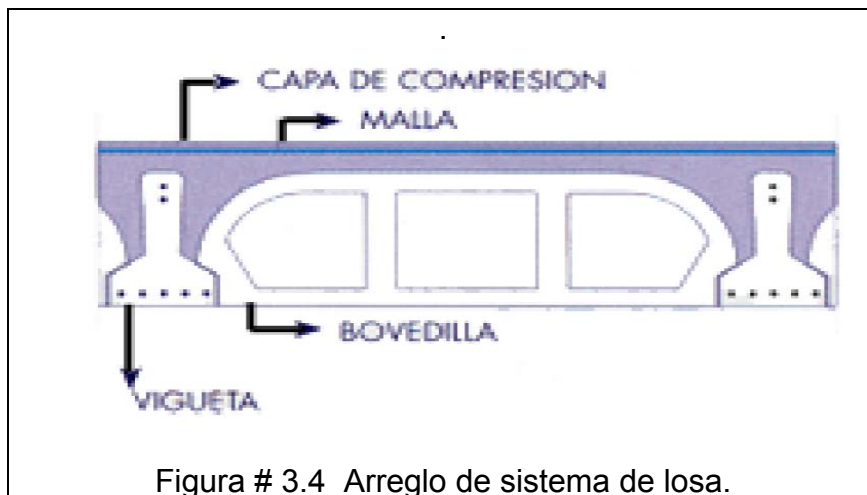


Figura # 3.4 Arreglo de sistema de losa.

III.VI CARACTERÍSTICAS DE LA MAMPOSTERÍA

El ladrillo utilizado en los muros presenta las siguientes características:

-Ladrillo Novablock Multiperforado 11.5 repellable.

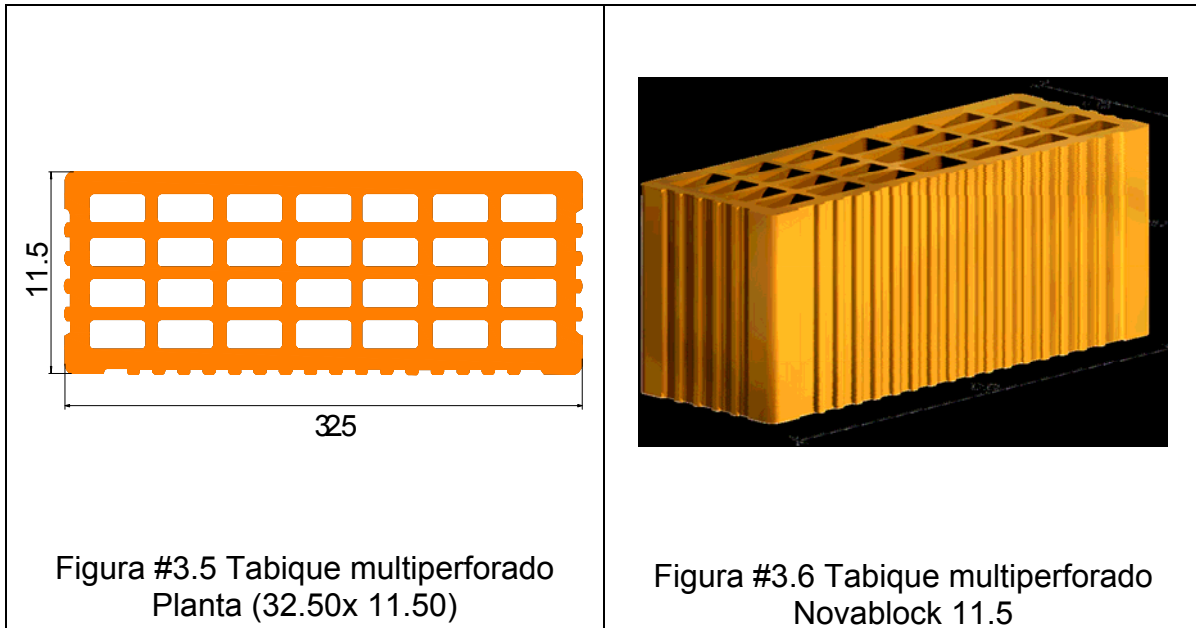


Figura #3.5 Tabique multiperforado Planta (32.50x 11.50)

Figura #3.6 Tabique multiperforado Novablock 11.5

-Medidas nominales:

Largo	32.5 cm
Alto	20.0 cm
Ancho	11.5 cm

-Pzas / m ² con junta de mortero de 1 cm	14.2 pzas.
- Espesor del Muro (t) sin aplanados	11.5 cm
-Peso promedio de la pieza	6.0 kg
-Peso promedio del muro solo con mortero	110.3 kg/m ²
-Espesor de Aplanado Recomendado	0.5 cm

Las propiedades de las piezas se presentan en la tabla #14.

CARACTERÍSTICAS POR PALET			CARACTERÍSTICAS POR TRANSPORTE				
CONTENIDO	120.0	Pzas	CAMIÓN TORTON	26	Palets	3120	Pzas
PESO PROMEDIO (kg)	720.0	Kg	TRAILER	46	Palets	5520	Pzas
RENDIMIENTO PROMEDIO POR PALET	8.2	m ²	Forma de entrega:	Palet envuelto en plástico retráctil			
PROPIEDADES DEL SISTEMA Y LA PIEZA		SÍMBOLO	NORMA	RESULTANTE			
ESPECIFICACIÓN DE LA PIEZA	Clasificación de la Pieza	-	NMX-C-404-ONNCCE	Tabique Largo >300 mm			
	Configuración de la pieza	-		Multiperforada			
	Material de fabricación	-		Arcilla Extruida			
PROPIEDADES MECÁNICAS	Resistencia Promedio a la Compresión Simple	\bar{f}_p	NMX-C-404-ONNCCE	150.00	kg/cm ²		
				14.73	Mpa		
	Resistencia de Diseño a la Compresión Simple	f^*p	NMX-C-404-ONNCCE	100.00	kg/cm ²		
				9.82	Mpa		
	Resistencia a Compresión de la Mampostería	f^*m	NMX-C-464-ONNCCE	60.00	kg/cm ²		
	Resistencia a Compresión Diagonal de Muretes	V^*m		3.50	kg/cm ²		
	Modulo de Elasticidad de la Mampostería	E_m	NMX-C-464 ONNCCE	55805.00	kg/cm ²		
Modulo de Rigidez a Cortante de la Mampostería	G_m	10757.00		kg/cm ²			
% De Absorción con Respecto al Peso	-	NMX-C-404-ONNCCE	16-18	%			
PROPIEDADES TÉRMICAS	Conductividad Térmica de la Pieza	λ_{pieza}	NOM-018-ENER	0.120	W/m x °K		
	Resistencia Térmica de la Pieza	R_T	NMX-C-460-ONNCCE	0.926	m ² x °K/W		
	Resistencia Térmica del Sistema	R_T	DIT/157/10	1.057	m ² x °K/W		
DENSIDAD	Masa contenida en Volumen	γ	NOM-018-ENER	1734.220	kg/m ³		
RESISTENCIA AL FUEGO ⁽²⁾	Resistencia al Fuego	R_f	NMX-C-404-ONNCCE	No Aplica			

Tabla #14. Propiedades del Ladrillo Novablock 11.5

Para definir con exactitud los periodos de vibración del inmueble es importante establecer con la mayor exactitud posible el módulo de elasticidad de la mampostería E_m y el de cortante G_m , presentados en la tabla anterior, para lo que se recurrió a un laboratorio externo para ensayar algunos ladrillos, dando como resultado los mismos valores que reporta el fabricante.

IV. MODELADO EN PROGRAMA STAAD PRO 2005

- IV.I PROCEDIMIENTO GENERAL PARA DESARROLLAR EL MODELO.
- IV.II MÉTODO DE ANÁLISIS DINÁMICO EN TRES DIMENSIONES PARA MODELADO EN COMPUTADORA.
- IV.III REFERENCIA TÉCNICA Y AMBIENTE DE TRABAJO.
- IV.IV CALIBRACIÓN DEL MODELO.

IV.I PROCEDIMIENTO GENERAL PARA DESARROLLAR EL MODELO TRIDIMENSIONAL

Aunque el proceso de modelado queda fuera de los alcances de este proyecto, de manera general se presenta a continuación una síntesis del procedimiento seguido para generar el modelo tridimensional:

- Se trabaja directamente sobre los planos arquitectónicos de proyecto en Autocad, comenzando por construir una retícula tridimensional. Esta retícula está constituida básicamente de líneas en las que por medio de capas (layers) se agrupa aquellos elementos estructurales primarios que constituyen la estructura y facilitan el proceso de modelado.
- Definidos los distintos grupos (contratraves, trabes, cerramientos, losas y muros) se exportan al programa Staad Pro, y se asigna a cada grupo el tipo de elemento que el programa considera para su análisis (en este caso los elementos son tipo barra "beam").
- Ya en el ambiente de trabajo de Staad Pro una vez exportado el modelo completo se asignan los valores inherentes a cada elemento como son su sección, material y grados de restricción al movimiento.
- Para la interacción suelo-estructura se modela una serie de resortes en los cuales a través de un proceso iterativo se obtiene la deformación vertical reportada que presenta el suelo en los sitios de interés, que en nuestro caso son puntos ubicados en las contratraves y zonas interiores de la losa de cimentación, en el caso de los muros estos se modelan por medio de la analogía de la columna ancha y para las losas de cimentación y entrepiso se genera una retícula uniformemente espaciada y el análisis se realiza por elemento finito.
- Se realiza una serie de ejecuciones "corridas" de prueba en el programa si es necesario, hasta que no se presente ningún mensaje de error. Por el tamaño del modelo son errores principalmente de tipo geométrico (elementos barra sin nodos de extremo o elementos correspondientes a varios grupos, elementos sin propiedades o restricción al movimiento).
- Una vez que se tiene un modelo que no presenta errores se asigna los valores restantes para poder realizar el análisis estructural, dichos valores son las cargas actuantes en los elementos estructurales, sus combinaciones y el espectro de diseño utilizado.

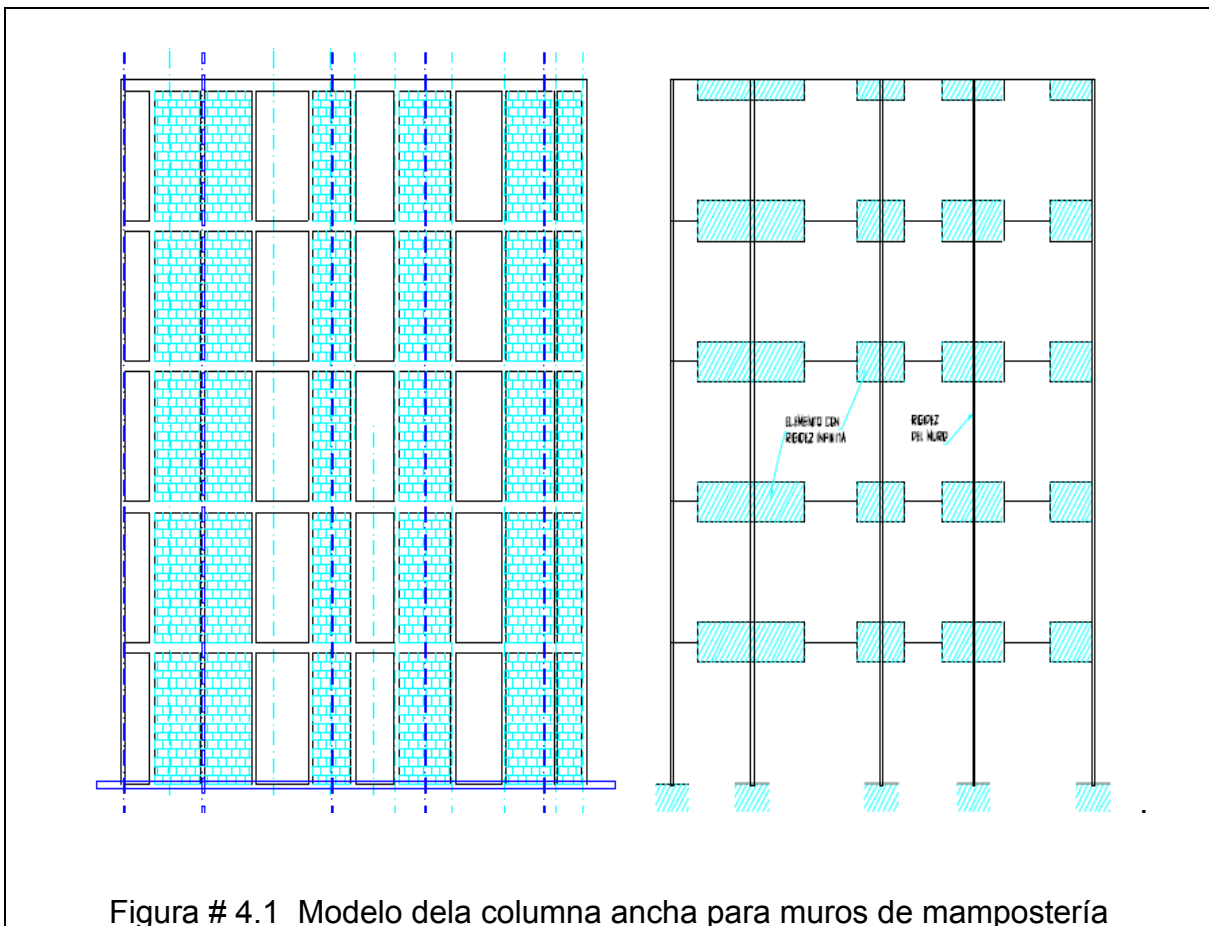
IV.II MÉTODO DE ANÁLISIS DINÁMICO EN TRES DIMENSIONES PARA MODELADO EN MAMPOSTERÍA

Se tomaron en cuenta las disposiciones del RCDF y sus NTC para el diseño de la estructura en cuestión. Dicho reglamento establece que, para el caso de análisis sísmico, se pueden emplear tres métodos diferentes: el método simplificado, el método estático o un método dinámico.

El método dinámico, o de análisis modal, permite la determinación de la respuesta de una estructura, diseñada estáticamente, bajo la acción de una fuerza dinámica. Con ello se puede valorar la seguridad de esa respuesta y, de ser necesario,

modificar el diseño de la edificación para satisfacer el comportamiento que se busca en una estructura ante tales acciones. En el método dinámico, existen dos maneras de encontrar el espectro de respuesta de una estructura: el método elástico y el inelástico.

Las fuerzas sísmicas se determinan para este proyecto por medio de un análisis sísmico dinámico (por las características de la estructura pudo emplearse el método estático o de fuerza lateral equivalente, pero como se contó con el programa de computadora se realizó el tipo de análisis descrito anteriormente) y el modelado de los muros de mampostería se realizó por medio de la analogía de columna ancha que consiste básicamente en sustituir los muros de mampostería por una columna en el centro geométrico y asignarle la sección transversal del muro considerando la sección transformada, esto es, sustituyendo las áreas de concreto de los castillos por la relación modular "n" ($n = E_c/E_m$). Por lo que respecta a las traveses el segmento que intercepta al muro se le asigna una rigidez infinita y las partes donde no hay muro se deberán tomar en cuenta la contribución del patín de la losa a la rigidez de la viga aplicando el ancho equivalente. En la figura #4.1 se indica la metodología de la columna ancha.



(Queda fuera del alcance de este trabajo el presentar la secuencia para modelar la estructura de mampostería por medio de la analogía de la columna ancha.)

IV.III REFERENCIA TÉCNICA Y AMBIENTE DE TRABAJO

En Staad Pro se puede construir un modelo, verificarlo gráficamente, ejecutar el análisis y diseño, revisar resultados y crear reportes de resultados. El proceso de análisis y diseño está integrado y puede ser ejecutado en una misma corrida. El programa utiliza una serie de comandos de lenguaje que puede ser creado a través de un editor

El modelo estructural elaborado para la obtención de los resultados se presenta a continuación, con el entendido de que la estructura modelada descansará sobre un conjunto de resortes cuya rigidez se calibrará para que se generen de manera aproximada los niveles de asentamientos predefinidos en el estudio de Mecánica de Suelos. El modelo se desarrollara con el programa automatizado de cálculo de estructuras STAAD Pro, 2005 asignando las características de lo materiales mencionados anteriormente.

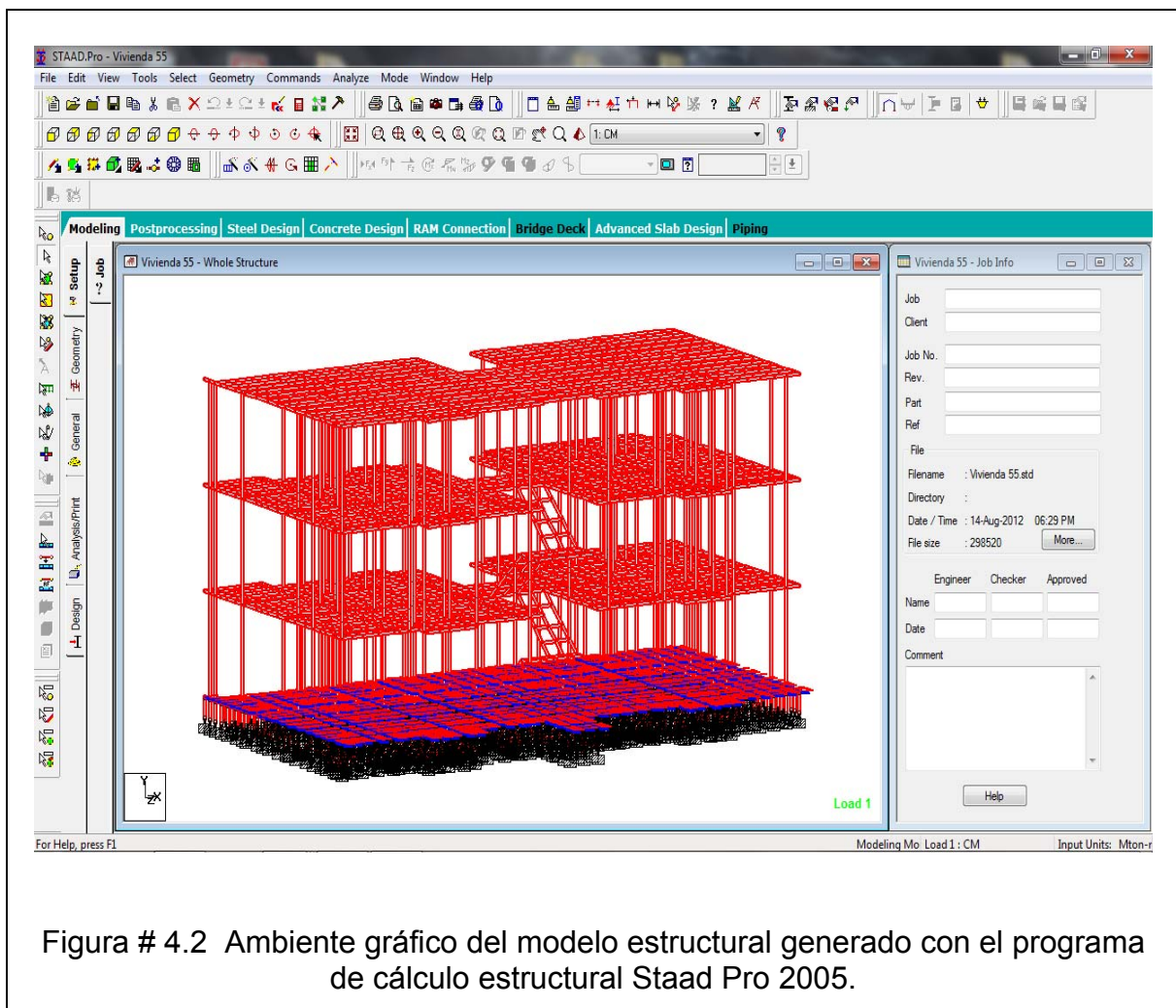
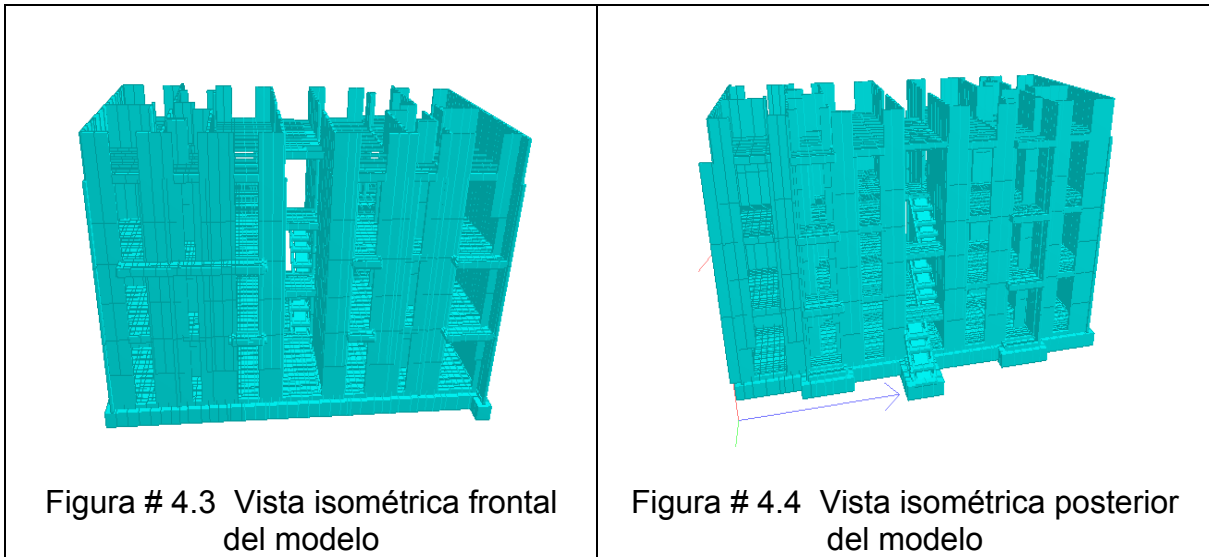


Figura # 4.2 Ambiente gráfico del modelo estructural generado con el programa de cálculo estructural Staad Pro 2005.



IV.IV CALIBRACIÓN DEL MODELO

En relación a los estudios de Mecánica de Suelos, correspondientes al conjunto habitacional, ubicados en Atitalaquia Estado de Hidalgo, se hace entrega de la información referente a la bajada de cargas a la cimentación al especialista de mecánica de suelos. Se presentan las cargas en función de las secciones transversales de los elementos estructurales propuestos como secciones preliminares y que fueron elegidas para no modificar la propuesta presentada en planos arquitectónicos. Con la información recibida por mecánica de suelos se ajusta las propiedades asignadas a los resortes para obtener deformaciones similares a las registradas en el estudio de mecánica de suelos al centro y perímetro de la zona de cimentación (Según reporta el especialista de mecánica de suelos se realizó un análisis de interacción suelo-estructura mediante elementos finitos para estimar los asentamientos del prototipo de vivienda mediante el Método de los Elementos Finitos con el Programa ELPLA V9.2, cuyo estudio no se presenta en este proyecto).

Una vez realizada la calibración en los resortes se procede al análisis y diseño estructural con las secciones propuestas y si algunas de estas no cumplen con los requisitos de diseño especificados en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal se hace saber al responsable del desarrollo arquitectónico para que ya sea se modifique la estructuración arquitectónica o bien las secciones se ajusten en su geometría (ancho o peralte).

La bajada de cargas presentada a continuación es correspondiente con la ubicación de los elementos “resortes” que se simulan en el modelo estructural a nivel de la cimentación, que en este caso son elementos biarticulados.

En la tabla #5 (presentada en el sub-capítulo III.I Especificaciones de cargas básicas), se presentan las especificaciones básicas de cargas consideradas y mediante el uso del software de Análisis Estructural STAAD Pro 2005, se verifica la bajada de cargas del edificio en estudio, considerando la carga muerta así como

la carga viva en los modos de carga viva máxima, carga viva media y carga viva instantánea.

En las siguientes tablas #15 a #17 se presenta un resumen de la bajada de cargas totales gravitacionales (muertas más vivas) asociadas a cada uno de los sistemas de piso considerados, la magnitud de los esfuerzos axiales obtenidos del programa STAAD Pro 2005 se compara con la magnitud resultante de un cálculo "manual", resultante de considerar acciones superficiales y áreas tributarias(el objetivo es comprobar que sean los mismos resultados), información que es entregada al responsable del estudio de mecánica de suelos, y que se presenta en la tabla #17.

Tabla #15. Verificación de Bajada de Cargas Gravitacionales.

		Área [m ²]	Real Manual [ton]	Calculado Staad [ton]	Diferencia
Azotea	C. Muerta	117.28	44.10	44.09	0.02%
	C. Viva Gravitacional		11.73	11.74	-0.10%
N-2	C. Muerta	121.86	47.65	47.64	0.02%
	C. Viva Gravitacional		20.72	20.70	0.08%
N-1	C. Muerta	120.77	47.22	47.19	0.07%
	C. Viva Gravitacional		20.53	20.49	0.20%
Cimentación	C. Muerta	124.37	51.61	51.59	0.04%
	C. Viva Gravitacional		21.14	21.13	0.05%

Nota: Solo se incluye en la tabla el peso propio de losas.

Tabla #16a. Peso propio de muros.

Muros de mampostería	Longitud [m]	Peso [T/m]	Peso [T]	Peso Total Teórico [T]	Peso Total Modelo [T]	Diferencia
N-2-Azotea	77.12	0.373	28.766	86.24	85.55	0.80%
N-1-N-2	77.07	0.373	28.747			
Cimentación-N-1	77.01	0.373	28.725			

Tabla #16b. Peso propio de cerramientos y contratraves.

Cerramientos y Contratraves	Longitud [m]	Peso [T/m]	Peso [T]	Peso Total Teórico [T]	Peso Total Modelo [T]	Diferencia
Azotea	32.49	0.072	2.339	26.504	26.600	-0.36%
N-2	57.93	0.072	4.171			
N-1	58.02	0.072	4.177			
Cimentación	136.35	0.116	15.817			

Tabla #17. Bajada de cargas totales (Información que se entrega al Especialista de mecánica de suelos)

Nivel	Manual	Staad Pro	Manual CM+CV _{SISMO} (ton)	Staad Pro CM+CV _{SISMO} (ton)	Manual	Staad Pro
	CM+CV _{GRAVITACIONAL} (ton)	CM+CV _{GRAVITACIONAL} (ton)			CM+CV _{ASENTAMIENTO} (ton)	CM+CV _{ASENTAMIENTO} (ton)
Azotea	58.16	58.01	54.65	54.42	45.86	45.71
N-2	101.30	101.11	91.55	91.22	89.11	89.01
N-1	100.68	100.95	91.01	90.98	88.58	88.35
Cimentación	117.30	117.45	107.35	107.30	104.86	104.77
TOTAL	377.44	377.52	344.56	343.92	328.40	327.84

Carga por m ² (t/m ²)	3.03	2.77	2.64
--	------	------	------

Según lo reportado en el estudio de mecánica de suelos (que no se presenta en este trabajo), al modelo se le aplico una carga de 3.99 t/m², que corresponde a la carga del prototipo más la del terraplén de 60 cm de espesor con $\gamma=1.6 \text{ t/m}^3$, y se obtiene que el asentamiento máximo se localiza en el centro de la losa con una magnitud de 1.5 cm, mientras que en las orillas el asentamiento disminuye a 1.1 cm aproximadamente. También se presentan los módulos de reacción en la frontera suelo-losa, presentándose al centro de la losa valores del orden de 3.0 kg / cm³. En este proyecto para calibrar el suelo (resortes) en el modelo se utilizan como base los valores correspondientes a los asentamientos.

V. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL MODELO

- V.I OBJETIVOS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.
- V.II PROPIEDADES DINÁMICAS: PERIODOS Y FRECUENCIAS.
- V.III REVISIÓN DEL CORTANTE BASAL.
- V.IV REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIÓN DE ENTREPISO.

V.I OBJETIVOS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.

La determinación de las propiedades dinámicas de un estructura es importante para el análisis y diseño de la misma.

Expresiones aproximadas se presentan en la normatividad vigente (NTCDS) para determinar el período fundamental de vibración.

Los desplazamientos en las estructuras son un indicativo del nivel de daños presentados en las estructuras por lo que se tiene que realizar modelos más complejos para poder determinar no solo los períodos estructurales, sino también las formas modales y los factores de participación (con interacción suelo-estructura), para determinar con mayor exactitud los esfuerzos internos y deformaciones. En la actualidad existe una diversidad de programas estructurales en los que es posible obtener las propiedades dinámicas de una estructura casi de manera automatizada.

Las vibraciones en una estructura pueden ocasionar su deterioro y problemas en la cimentación, las fallas que se presentan son originadas principalmente por:

- Vibración torsional causada por la falta de coincidencia en planta del centro de masa con el centro de rigidez. Ante esta acción la estructura tiende a girar causando un incremento en las fuerzas laterales sísmicas sobre los elementos perimetrales de soporte.

- Vibración brusca que se ve incrementada por el cambio de la rigidez a lo largo de la altura del edificio

- Golpeteo en la cúspide de edificios por la amplificación en los desplazamientos

Se hace necesario estudiar el nivel de vibración para el cumplimiento de requisitos establecidos en la legislación vigente.

Se analiza dinámicamente la estructura para determinar la respuesta a desplazamientos, velocidades y aceleraciones, para que en caso de que los límites establecidos sean sobrepasados, definir medidas correctoras adecuadas para mitigar los efectos desfavorables en el comportamiento de la estructura.

V.II PROPIEDADES DINÁMICAS: PERIODOS Y FRECUENCIAS

Considerando que una acción dinámica genera fuerzas de inercia que son comparables con las fuerzas estáticas y considerando que existen 3 grados de libertad asociados a la masa en cada nivel: dos de traslación y uno de rotación, se puede obtener las frecuencias y modos naturales de vibración como se observa en la siguiente tabla #18 generada automáticamente por el programa.

Mode	Frequency Hz	Period seconds	Participation X %	Participation Y %	Participation Z %
1	2.422	0.413	69.388	0.000	0.028
2	2.925	0.342	0.029	0.000	68.336
3	3.798	0.263	0.000	0.000	0.004
4	6.511	0.154	0.001	0.000	0.008
5	9.114	0.110	0.287	0.000	0.000
6	9.505	0.105	7.971	0.000	0.000

Tabla # 18. Propiedades dinámicas de la estructura
(Valores obtenidos directamente del programa Staad Pro)

La mayor participación de la respuesta modal en el dominio de la frecuencia es la correspondiente a los primeros dos primeros modos fundamentales de la estructura y son:

modo 1 (T = 0.413 s y una participación del 69.388%)

modo 2 (T = 0.342 s y una participación del 68.336%)

asociados a los desplazamientos horizontales por la acción sísmica en la dirección de los ejes principales (ortogonales) y en donde se aprecia que no existe una amplificación de la respuesta que sea de consideración entre los 2 primeros modos, lo que significa que la rigidez estructural es parecida en ambas direcciones, resultado de la regularidad en la configuración de la estructura.

V.III REVISIÓN DEL CORTANTE BASAL

Si con el método de análisis dinámico que se haya aplicado (dinámico modal, en nuestro caso) se encuentra que, en la dirección que se considera, la fuerza cortante basal V_o es menor que:

$$0.8 a \frac{W_o}{Q}$$

se incrementarán todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes, en una proporción tal que V_o iguale a este valor; a y Q se calculan para el periodo fundamental de la estructura en la dirección de análisis.

En ningún caso V_o se tomará menor que $a_o W_o$.

Realizando la comprobación de que el cortante basal dinámico sea mayor al cortante basal estático se tiene:

$$V_{B-X} \text{ (de Staad Pro)} = 37.06 \text{ ton}$$

$$V_{B-Z} \text{ (de Staad Pro)} = 36.39 \text{ ton}$$

$$T = 0.413 \text{ s} \quad a_x = 0.140 \quad , \quad Q = 2$$

$$T = 0.342 \text{ s} \quad a_z = 0.140 \quad , \quad Q = 2$$

$$W_{\text{SISMO}} = CM + CV_{\text{SISMO}} = 344.56 \text{ ton}$$

$$V_{B-x} > 0.8a_x \frac{W_o}{Q} \quad (\text{estático})$$

$$37.06 \text{ ton} > 19.29 \text{ ton} \quad (\text{cumple})$$

$$V_{B-z} > 0.8a_z \frac{W_o}{Q} \quad (\text{estático})$$

$$36.39 \text{ ton} > 19.29 \text{ ton} \quad (\text{cumple})$$

V.IV REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIÓN DE ENTREPISO.

Los desplazamientos laterales obtenidos con el análisis dinámico modal serán multiplicados por el factor de comportamiento sísmico Q, y se utilizarán para verificar que la estructura no excede los desplazamientos máximos establecidos en la sección 1.8 de las NTCDS, mismos que se presentan a continuación:

Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculados con alguno de los métodos de análisis sísmico (en nuestro caso por medio del análisis dinámico modal), no excederán 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite en cuestión será de 0.012 (aplicable a nuestro caso). El desplazamiento será el que resulte del análisis con las fuerzas sísmicas reducidas, multiplicado por el factor de comportamiento sísmico, Q.

Basándonos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, se revisara que la distorsión lateral inelástica presentada en la ecuación #14 (la calculada a través del conjunto de fuerzas horizontales reducidas y multiplicadas por el factor de comportamiento sísmico Q) no excederá del siguiente valor:

0.0025 en muros de carga formados por mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente.

$$\frac{(D_i - D_s)}{h} * Q < 0.0025$$

Ecuación #14 Distorsión lateral inelástica.

En la tabla #19 se presentan los resultados y se observa que la distorsión de entrepiso esta al limite.

Tabla #19. Desplazamientos laterales y distorsión de entrepiso.

Nivel	Desplazamientos (mm)				Distorsiones de Entrepiso			
	Dx-x	Dz-x	Dx-z	Dz-z	DE x-x	DE z-x	DE x-z	DE z-z
Azotea	12.518	0.338	0.329	8.758	0.0028	0.0001	0.0001	0.0021
2 ° Entrepiso	8.636	0.212	0.218	5.812	0.0029	0.0001	0.0001	0.0020
1 ° Entrepiso	4.608	0.121	0.122	2.998	0.0030	0.0001	0.0001	0.0020
Cimentación	0.356	0.016	0.009	0.234	0.0003	0.0000	0.0000	0.0002

Donde:

Dx-x: desplazamiento en dirección X causado por sismo en X.

Dz-x: desplazamiento en dirección Z causado por sismo en X.

Dx-z: desplazamiento en dirección X causado por sismo en Z.

Dz-z: desplazamiento en dirección Z causado por sismo en Z.

VI. ANÁLISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

- VI.I OBJETIVOS DEL DISEÑO.
- VI.II CONTRATRABES.
- VI.III LOSA DE CIMENTACIÓN.
- VI.IV TRABES DE ENTREPISO.
- VI.V LOSA DE ENTREPISO.
- VI.VI TRABES DE AZOTEA.
- VI.VII LOSA DE AZOTEA.
- VI.VIII MUROS DE MAMPOSTERÍA.

VI.I OBJETIVOS DEL DISEÑO

El objetivo de diseño es producir estructuras óptimas para la sociedad, dicha meta puede expresarse en términos de los siguientes aspectos:

1. Se busca que las construcciones prácticamente no sufran daño alguno ante temblores frecuentes de baja intensidad.
2. Que el daño no estructural sea limitado y fácilmente reparable, y el daño estructural sea mínimo bajo la acción de temblores de intensidad moderada.
3. Para temblores excepcionalmente intensos se tenga un nivel aceptable de seguridad para el colapso aunque los daños estructurales y no estructurales sean apreciables.
4. Se persigue que las deformaciones sean menores que ciertos límites para preservar la comodidad y seguridad de los ocupantes, además de evitar que se produzca pánico incontrolado durante sismos moderados y severos principalmente.

El cumplimiento de los objetivos implica que la estructura posea una rigidez adecuada para delimitar sus desplazamientos laterales y para proporcionarle características dinámicas que eviten amplificaciones excesivas de la vibración; y que tenga alta capacidad de disipación de energía mediante deformaciones inelásticas, lo que se logra proporcionándole ductilidad.

Por tanto el diseño sísmico de toda estructura comprende varias etapas como es:

- La selección de un sistema estructural adecuado.
- El análisis de la estructura.
- El dimensionamiento de las secciones
- El detallado de la estructura

En los últimos 40 años, sobre la base de investigaciones analíticas y experimentales en diversas partes del mundo, incluyendo a México, el diseño y construcción de la mampostería se ha racionalizado y ha adquirido el apelativo redundante de mampostería estructural. Por su parte, en algunos países latinoamericanos y europeos, ubicados en zonas con alto y moderado peligro sísmico, se ha popularizado con mucho éxito el empleo de unifamiliares y multifamiliares de altura media (hasta 5 ó 6 pisos) de muros de carga de 120 a 240 mm de espesor, de mampostería reforzada con elementos perimetrales de concreto reforzado (mampostería confinada) o de mampostería con refuerzo interior, diseñados y construidos con base a reglamentos propios que recogen las investigaciones y experiencias realizadas.

VI.II CONTRATRABES

El diseño de las contratraves se desarrollará considerando las solicitaciones en elementos barra (tipo "beams"), que trabajan a solicitaciones de flexión y cortante. El diseño desarrollado y el procedimiento que se sigue, es revisado a detalle para un elemento representativo en base a las solicitaciones obtenidas directamente del modelo estructural. En dicha sección transversal elegida se presentan las máximas solicitaciones de esfuerzos (fuerzas cortantes y momentos flexionantes internos) para su diseño.

En la figuras #6.1 y 6.2 se presentan los diagramas de momento flector y fuerza cortante actuantes en las contratraves, indicándose en un recuadro el elemento más esforzado.

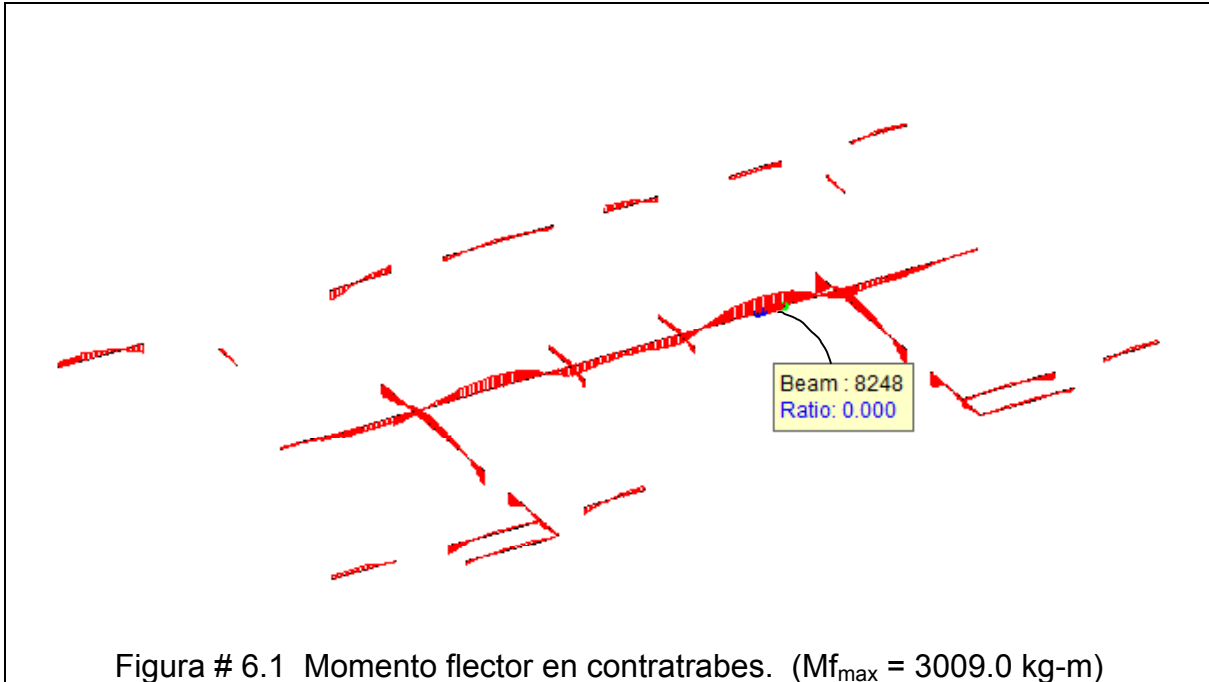


Figura # 6.1 Momento flector en contratraves. ($M_{f_{\max}} = 3009.0 \text{ kg-m}$)
(Ver contratrabe CT-EJE 5 en plano E-1 en ANEXOS)

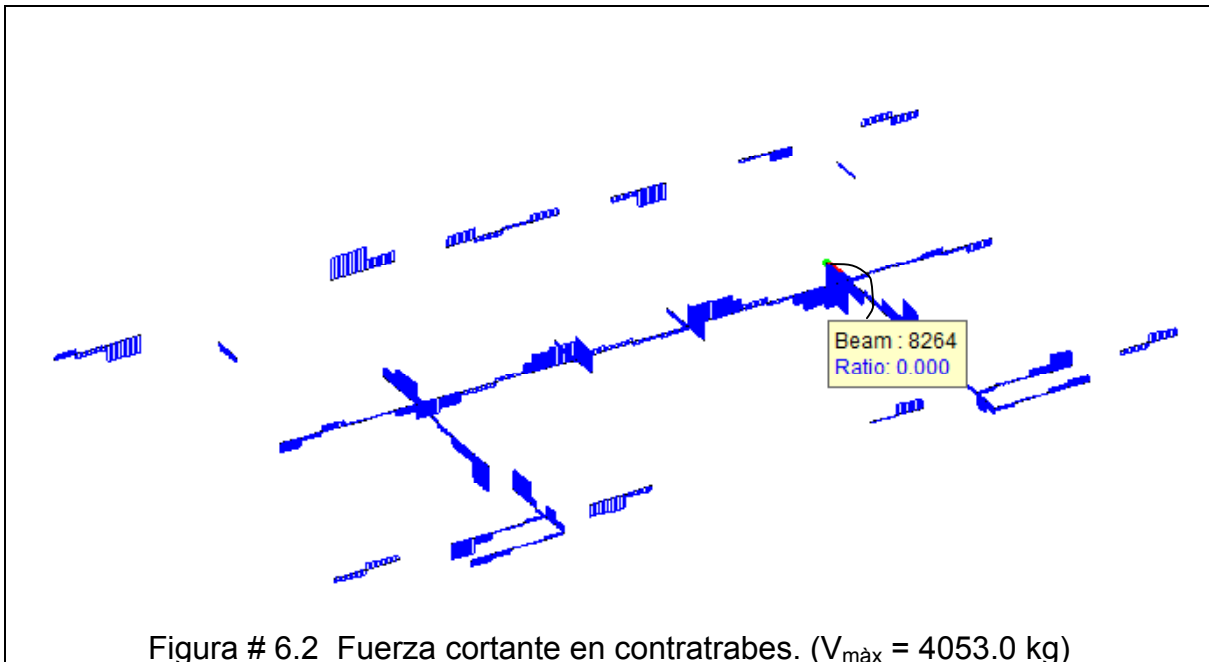


Figura # 6.2 Fuerza cortante en contratraves. ($V_{\max} = 4053.0 \text{ kg}$)
(Ver contratrabe CT-EJE F en plano E-1 en ANEXOS)

En la figura #6.3 presentan los datos de la sección y datos del material.

DATOS DE LA SECCIÓN			DATOS DEL MATERIAL		
b =	15 [cm]	Base.	fy=	6000 [kg/cm ²]	Acero longitudinal
h =	31 [cm]	Altura.	f'c=	200 [kg/cm ²]	Resistencia del concreto.
r =	2.5 [cm]	Recubrimiento Inferior.	Concreto clase:	1	Coef K = 10000
r' =	2.5 [cm]	Recubrimiento Superior.	f*c=	160 [kg/cm ²]	
d =	28.5 [cm]	Peralte efectivo inf.	f''c=	136 [kg/cm ²]	
d' =	28.5 [cm]	Peralte efectivo sup.	β1=	0.85	
Es elemento sometido a interperie:		SI	Ec=	197990 [kg/cm ²]	
			fy est=	5000 [kg/cm ²]	Acero de estribos

Figura # 6.3 Datos de la sección y material en contratrabes

En la figura #6.4 y 6.5 se presentan el diseño de la sección por flexión y por cortante respectivamente, en base a las especificaciones de las Normas Técnicas Complementarias Para Estructuras de Concreto 2004 las y de acuerdo a la cuantía de acero propuesta para refuerzo longitudinal y transversal se verifica que la fuerza o momento resistente de diseño sea mayor o igual a las internas actuantes.

ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO	
Mu=	300900.00 [kg-cm]
Vu=	4053.00 [kg]
Consideraciones de Diseño.	
Flexión.	
Tomando en cuenta las características de la sección, por reglamento:	
As _{max} =	3.09 [cm ²] Area de acero máxima (condicion balanceada).
As _{min} =	0.71 [cm ²] Area de acero mínima.
Considerando diseño para sección rectangular sin aporte de acero de compresión, se tiene que:	
$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q)$ ó $M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q)$	
F _R =	0.9 (Factor de reducción de resistencia)
A _s =	2.21 cm ² (Area de acero requerida)
A _{s_r} =	2.21 cm ² (Area de acero revisada)
Poner del #	2 + 3 varillas
	2 3
A _{s_f} =	2.77 (Area de acero final)
M _R =	365,487.26 [kg-cm]
M _R =	3.65 [Ton-m]

Figura # 6.4 Consideraciones de diseño en contratrabes. Momento flector

Cortante.

FR= 0.8 (Factor de resistencia)

Las expresiones para V_{cR} que se presentan enseguida para distintos elementos son aplicables cuando la dimensión transversal, h , del elemento, paralela a la fuerza cortante, no es mayor de 700 mm. Cuando la dimensión transversal h es mayor que 700 mm, el valor de V_{cR} deberá multiplicarse por el factor obtenido con la siguiente expresión:

$$0.8 < 1 - 0.0004 (h - 700) < 1, \text{ Entonces: } \begin{cases} F_c = & 1 \text{ (Factor Calculado)} \\ F_f = & 1 \text{ (Factor a Aplicar)} \end{cases}$$

En vigas con relación claro a peralte total, L/h , no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto (V_{cR}), se calculará con el criterio siguiente:

1.- Si $p < 0.015$; Entonces $V_{cR} = F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f_c^*}$

2.- Si $p \geq 0.015$; Entonces $V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$

$r = 0.0065 < 0.015$; Se usa el primer criterio con $V_{cR} = 1426.022$ [kg]

Limitaciones para V_u

V_u no debe de ser mayor que: $2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$

Sustituyendo se tiene que ;

$$2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} = 10814.99 \text{ [kg]} > V_u = 4053 \text{ [kg]} \text{ Entonces: Si se puede armar la trabe por cortante}$$

Como $V_{cR} < V_u$, Si se requiere acero por cortante

El cortante que toma el acero transversal es: $V_{sR} = V_u - V_{cR}$

$V_{sR} = 2627.0$ [kg]

Calculo de estribos

Se propone usar estribos de 2 ramas con acero del # 2

El acero a cortante es: $A_v = 0.63$ [cm²]

La separación de los estribos esta dada por la expresión: $s = \frac{F_R A_v f_y d (\text{sen}\theta + \text{cos}\theta)}{V_{sR}}$

Sustituyendo: $s = 27$ [cm]

Sujeta a las siguientes condiciones:

1.- $V_u \leq 1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$ Entonces, $s = 0.5 d$

2.- $V_u > 1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$ Entonces, $s = 0.25 d$

Se emplea primer criterio, $s = 14.25$ [cm]

Por ductilidad, emplear estribos del # 2 @ 10 [cm] en los extremos del elemento

Figura # 6.5 Consideraciones de diseño en contratraves. Fuerza cortante

Las formulas presentadas en la figura #6.4 son:

$$f^*c = 0.8(f'c)$$

$$\text{si } f^*c > 280 \rightarrow f''c = \left(1.05 - \frac{f^*c}{1400}\right)f^*c \quad \text{usar: } \beta_1 = \left(1.05 - \frac{f^*c}{1400}\right)$$

$$\text{si } f^*c \leq 280 \rightarrow f''c = 0.85(f^*c) \quad \text{usar: } \beta_1 = 0.85$$

en concreto estructural clase 1 $\rightarrow E_c = 14000\sqrt{f'c}$

$$\text{En flexion: } A_{s_{\max}} = \left(\frac{f'c}{f_y} \frac{6000\beta_1}{f_y + 6000}\right)bd$$

$$A_{s_{\min}} = \left(\frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y}\right)bd$$

$$M_R = F_R bd^2 f''c q(1-0.5q) \quad ; \quad \text{con: } q = \frac{p f_y}{f''c} \quad p = \frac{A_s}{bd}$$

VI.III LOSA DE CIMENTACIÓN

Para el cálculo de la losa de cimentación se considerarán los diagramas de momento flector y fuerza cortante, asociados a las combinaciones de cargas máximas. La cimentación fue modelada como una malla superficial en dos direcciones con elementos tipo beam (barras). Se presenta el diseño por flexión, tanto del armado de refuerzo positivo (presentado en el centro de los tableros de losa de cimentación), como del negativo (presentado en los bordes de los tableros de cimentación).

Con los valores de V_{\max} (cortante máximo) se desarrolla la revisión de la losa al cortante, como elemento "ancho", de acuerdo a la evaluación de la siguiente expresión:

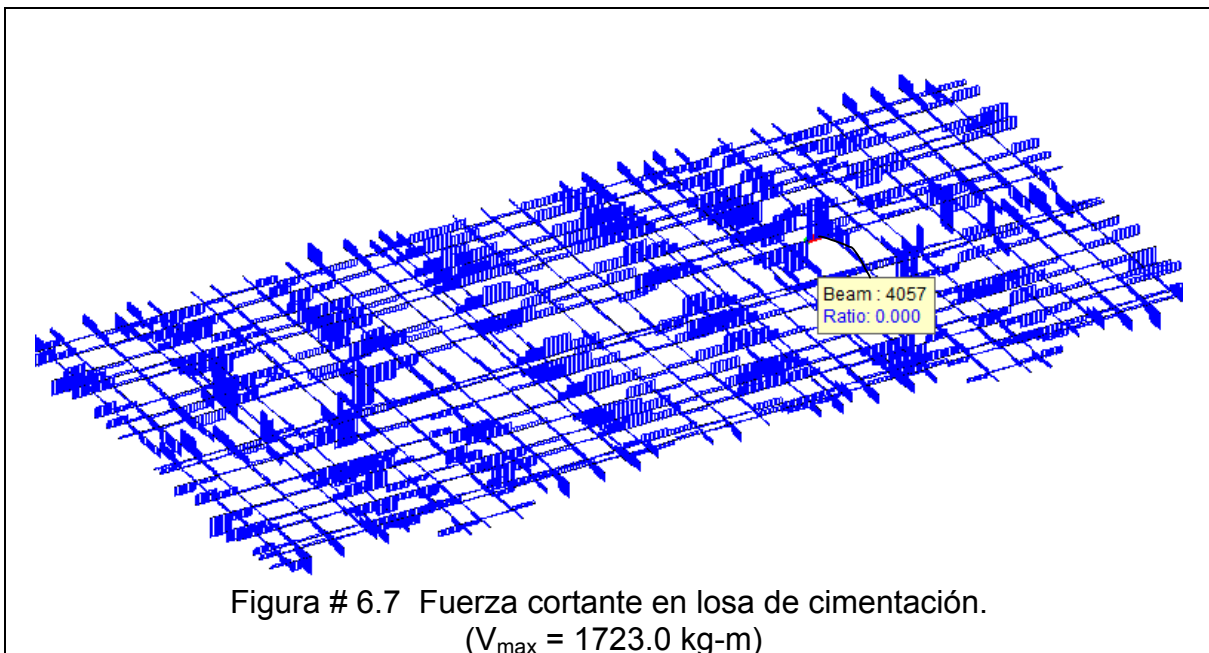
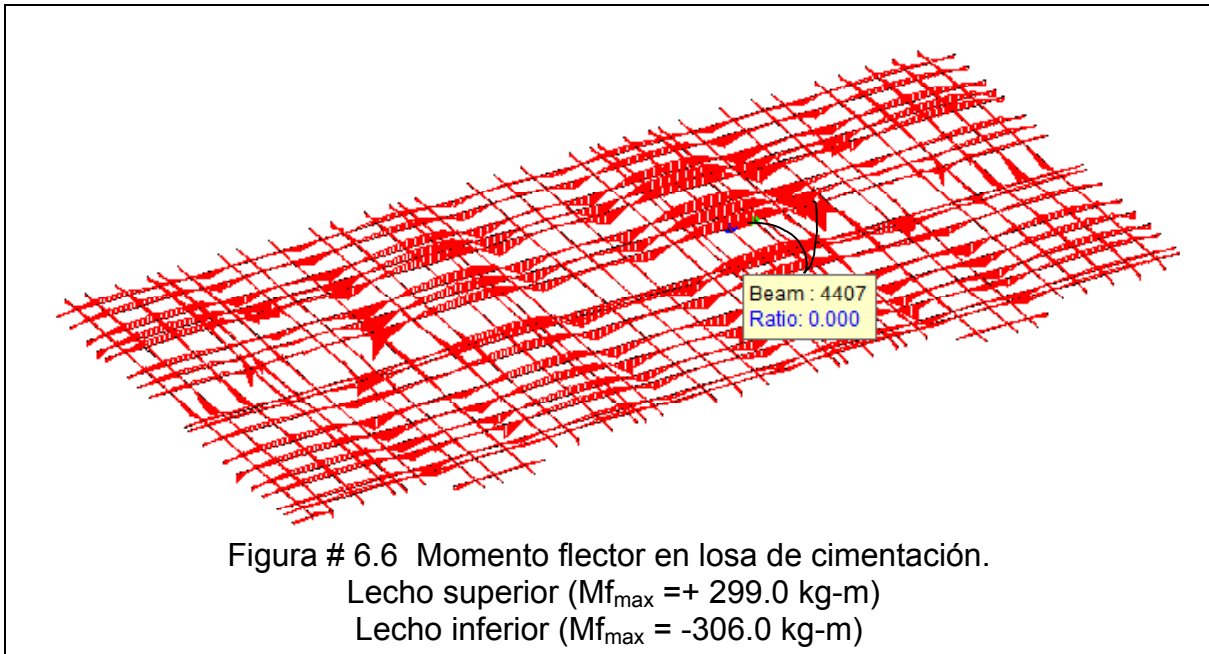
$$V_{CR} = (0.5F_R bd \sqrt{f^*c}) > V_U$$

En este caso se desprecia el escenario en el que:

$$\frac{M}{V d} > 2.0$$

considerando que esta condición se puede no cumplir en zonas en donde, debido al modelado se producen concentración de esfuerzos debido al apoyo puntual de muros (con modelo de columna ancha) y a zonas cercanas (o contiguas) de contratabes, en estos casos, conservadoramente se tomará el valor directo del

cortante, considerando el cortante influenciado por la concentración de esfuerzos de referencia. De acuerdo a lo anterior se procederá a la revisión estructural, a flexión y cortante, de la losa de cimentación con las solicitaciones críticas, considerando para ello una losa maciza de 13.0 cm de espesor armada en doble lecho. Para el caso del cortante, al evaluar la losa bajo la consideración de que se trata de un elemento “ancho”, se deprecia la contribución del acero de refuerzo. En la figuras #6.6 y 6.7 se presentan los diagramas de momento flector y fuerza cortante actuantes en la losa de cimentación.



En la figura #6.8 se presentan los datos de la sección y datos del material.

DATOS DE LA SECCIÓN			DATOS DEL MATERIAL		
b =	50 [cm]	Base.	fy=	5000 [kg/cm ²]	Acero a flexión
h =	13 [cm]	Altura.	f'c=	200 [kg/cm ²]	Resistencia del concreto.
r =	2 [cm]	Recubrimiento Inferior.	Concreto clase:	1	Coef K = 10000
r' =	2 [cm]	Recubrimiento Superior.	f*c=	160 [kg/cm ²]	
d =	11 [cm]	Peralte efectivo inf.	f''c=	136 [kg/cm ²]	
d' =	11 [cm]	Peralte efectivo sup.	β1=	0.85	
Es elemento sometido a interperie:		SI	Ec=	197990 [kg/cm ²]	
			fy ad=	5000 [kg/cm ²]	Acero adicional

Figura # 6.8 Datos de la sección y material en losa de cimentación

En las figuras #6.9 a 6.11 se presentan el diseño de la sección por flexión (para ambos lechos) y por cortante respectivamente, en base a las especificaciones de las Normas Técnicas Complementarias Para Estructuras de Concreto 2004.

ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO		LECHO SUPERIOR	
Mu=	29900.00 [kg-cm]		
Vu=	1723.00 [kg]		
Consideraciones de Diseño.			
Flexión.			
Tomando en cuenta las características de la sección, por reglamento:			
As _{max} =	4.73 [cm ²]	Area de acero máxima (condicion balanceada).	
As _{min} =	0.99 [cm ²]	Area de acero mínima.	
Considerando diseño para sección rectangular sin aporte de acero de compresión, se tiene que:			
$M_R = F_R b d^2 f'_c q (1 - 0.5q)$ ó $M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q)$			
F _R =	0.9	(Factor de reducción de resistencia)	
As =	0.68 cm ²	(Area de acero requerida)	
As _r =	0.99 cm ²	(Area de acero revisada)	
Se usa malla	66-44	adicionando en la sección	0 varillas # 3
Asf=	0.85	(Area de acero final)	
M _R =	36,843.71 [kg-cm]		
M _R =	0.37 [Ton-m]		

Figura # 6.9 Consideraciones de diseño en losa de cimentación. Momento flector

ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO		LECHO INFERIOR	
Mu=	30600.00	[kg-cm]	
Vu=	1723.00	[kg]	
Consideraciones de Diseño.			
Flexión.			
Tomando en cuenta las características de la sección, por reglamento:			
As _{max} =	4.73	[cm ²]	Area de acero máxima (condicion balanceada).
As _{min} =	0.99	[cm ²]	Area de acero mínima.
Considerando diseño para sección rectangular sin aporte de acero de compresión, se tiene que:			
$M_R = F_R b d^2 f_c' q (1 - 0.5q)$ ó $M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q)$			
F _R =	0.9	(Factor de reducción de resistencia)	
As =	0.70	cm ²	(Area de acero requerida)
As _r =	0.99	cm ²	(Area de acero revisada)
Se usa malla	66-44	adicionando en la sección	0 varillas # 3
Asf=	0.85	(Area de acero final)	
M_R=	36,843.71	[kg-cm]	
M_R=	0.37	[Ton-m]	

Figura # 6.10 Consideraciones de diseño en losa de cimentación.
Momento flector

Cortante.

FR= 0.8 (Factor de resistencia)

En elementos anchos como losas, en los que el ancho, b, no sea menor que 4 veces el peralte efectivo, d, el espesor no sea mayor de 600mm (la relación M/Vd esta condicionada por el modelado), V_{CR} , puede tomarse como :

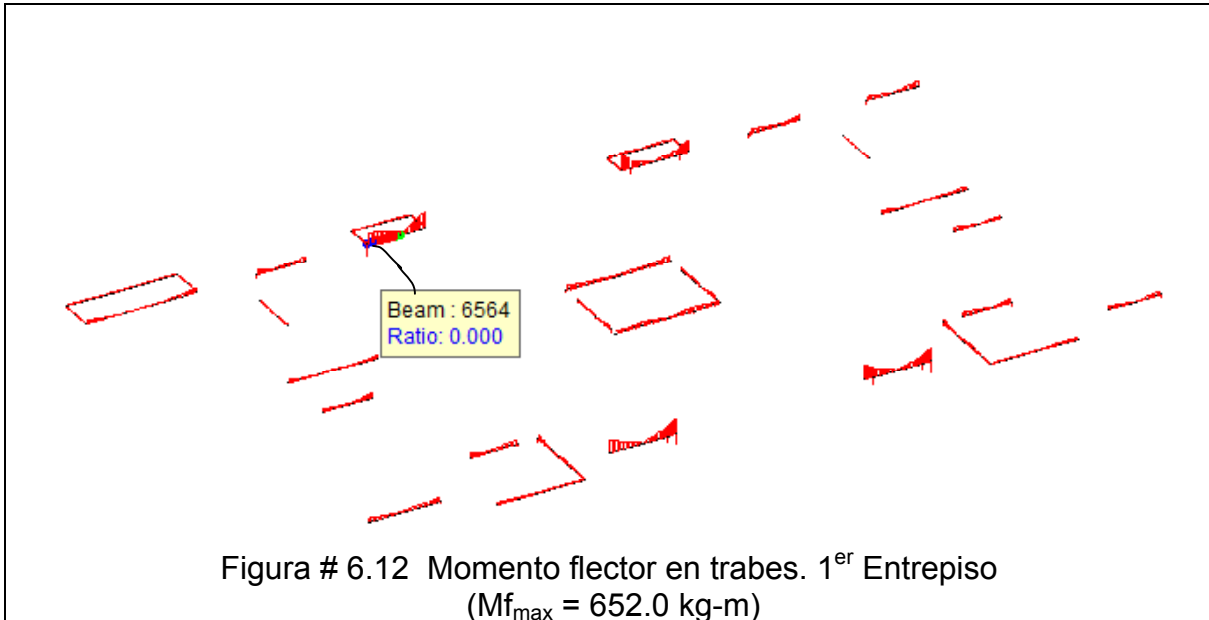
$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c'}$$

V_{CR}= 2529.822 [kg] > Vu= 1723 [kg]

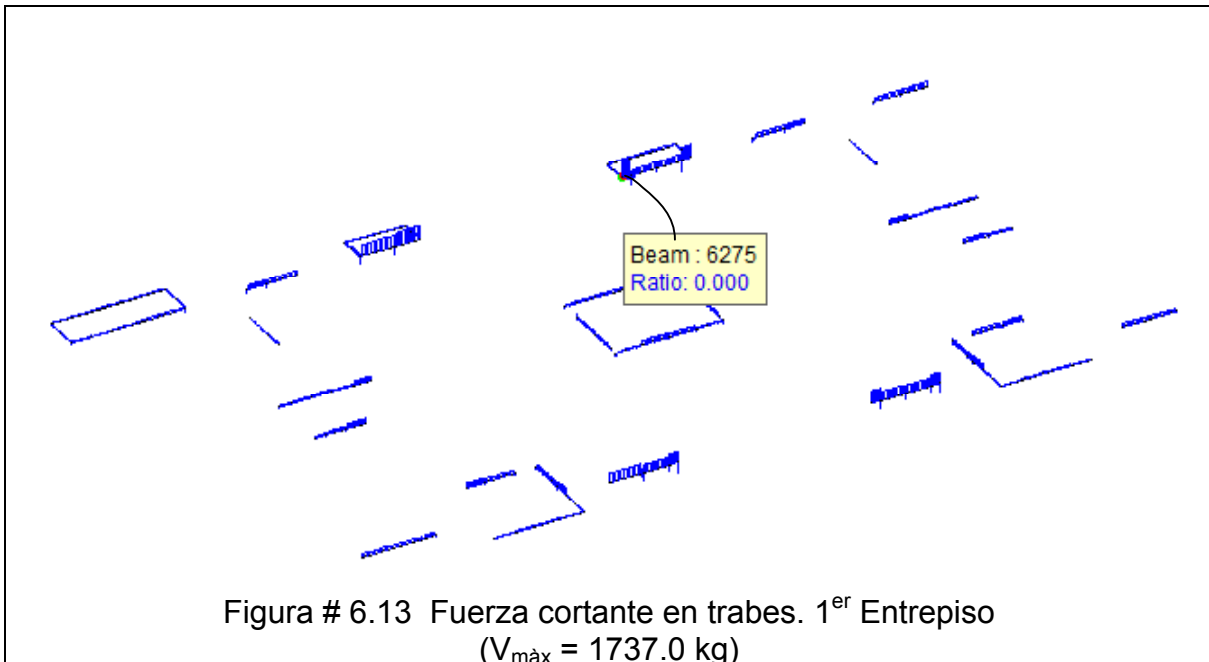
Figura # 6.11 Consideraciones de diseño en losa de cimentación.
Fuerza cortante

VI.IV TRABES DE ENTREPISO

Solo se presentan los resultados del 1^{er} Entrepiso con el entendido de que se deja los mismos valores de diseño obtenidos, para las secciones del 2^{do} Entrepiso. En la figuras #6.12 y 6.13 se presentan los diagramas de momento flector y fuerza cortante actuantes en las trabes.



(Ver trabe TRABE-EJE 2 en plano E-3 en ANEXOS)



(Ver trabe TRABE-EJE 2 en plano E-3 en ANEXOS)

En la figura #6.14 presentan los datos de la sección y datos del material.

DATOS DE LA SECCIÓN			DATOS DEL MATERIAL		
b =	12 [cm]	Base.	fy=	5000 [kg/cm ²]	Acero longitudinal
h =	25 [cm]	Altura.	f'c=	200 [kg/cm ²]	Resistencia del concreto.
r =	2 [cm]	Recubrimiento inferior.	Concreto clase:	1	Coef K = 10000
r' =	2 [cm]	Recubrimiento Superior.	f*c=	160 [kg/cm ²]	
d =	23 [cm]	Peralte efectivo inf.	f'c=	136 [kg/cm ²]	
d' =	23 [cm]	Peralte efectivo sup.	β1=	0.85	
Es elemento sometido a interperie:	SI		Ec=	197990 [kg/cm ²]	
			fy est=	5000 [kg/cm ²]	Acero de estribos

Figura # 6.14 Datos de la sección y material en traves

En la figura #6.15 y 6.16 se presentan el diseño de la sección por flexión y por cortante respectivamente, en base a las especificaciones de las Normas Técnicas Complementarias Para Estructuras de Concreto 2004 las y de acuerdo a la cuantía de acero propuesta para refuerzo longitudinal y transversal se verifica que la fuerza o momento resistente de diseño sea mayor o igual a las internas actuantes.

ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO		
Mu=	65200.00	[kg-cm]
Vu=	1737.00	[kg]
Consideraciones de Diseño.		
Flexión.		
Tomando en cuenta las características de la sección, por reglamento:		
As _{max} =	2.61	[cm ²]
As _{min} =	0.55	[cm ²]
Area de acero máxima (condicion balanceada).		
Area de acero mínima.		
Considerando diseño para sección rectangular sin aporte de acero de compresión, se tiene que:		
$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q)$ ó $M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q)$		
F _R =	0.9	(Factor de reducción de resistencia)
A _s =	0.66	cm ² (Area de acero requerida)
A _{s_r} =	0.66	cm ² (Area de acero revisada)
Poner del #	2 + 3	0 + 3 varillas
Asf=	1.43	(Area de acero final)
M _R =	133,499.25	[kg-cm]
M _R =	1.33	[Ton-m]

Figura # 6.15 Consideraciones de diseño en traves. Momento flector

Cortante.

FR= 0.8 (Factor de resistencia)

Las expresiones para V_{cR} que se presentan enseguida para distintos elementos son aplicables cuando la dimensión transversal, h , del elemento, paralela a la fuerza cortante, no es mayor de 700 mm. Cuando la dimensión transversal h es mayor que 700 mm, el v

$$0.8 < 1 - 0.0004 (h - 700) < 1, \text{ Entonces: } \begin{cases} F_c = & 1 \text{ (Factor Calculado)} \\ F_f = & 1 \text{ (Factor a Aplicar)} \end{cases}$$

En vigas con relación claro a peralte total, L/h , no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto (V_{cR}), se calculará con el criterio siguiente:

1.- Si $p < 0.015$; Entonces $V_{cR} = F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f_c^*}$

2.- Si $p \geq 0.015$; Entonces $V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$

$r = 0.0052 < 0.015$; Se usa el primer criterio con $V_{cR} = 847.0077$ [kg]

Limitaciones para V_u

V_u no debe de ser mayor que: $2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$

Sustituyendo se tiene que ;

$$2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} = 6982.31 \text{ [kg]} > V_u = 1737 \text{ [kg]} \text{ Entonces: Si se puede armar la trabe por cortante}$$

Como $V_{cR} < V_u$, Si se requiere acero por cortante

El cortante que toma el acero transversal es: $V_{sR} = V_u - V_{cR}$

$V_{sR} = 890.0$ [kg]

Calculo de estribos

Se propone usar estribos de 1 ramas con acero del # 2

El acero a cortante es: $A_v = 0.32$ [cm²]

La separación de los estribos esta dada por la expresión: $s = \frac{F_R A_v f_y d (\text{sen} \theta + \text{cos} \theta)}{V_{sR}}$

Sustituyendo: $s = 33$ [cm]

Sujeta a las siguientes condiciones:

1.- $V_u \leq 1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$ Entonces, $s = 0.5 d$

2.- $V_u > 1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$ Entonces, $s = 0.25 d$

Se emplea primer criterio, $s = 11.5$ [cm]

Por ductilidad, emplear estribos del # 2 @ 10 [cm] en los extremos del elemento

Figura # 6.16 Consideraciones de diseño en trabes. Fuerza cortante

VI.V LOSA DE ENTREPISO

En la figuras #6.17 y 6.18 se presentan los diagramas de momento flector y fuerza cortante actuantes en la losa de 1^{er} entrepiso y se deja el mismo armado para las secciones del 2^{do} entrepiso.

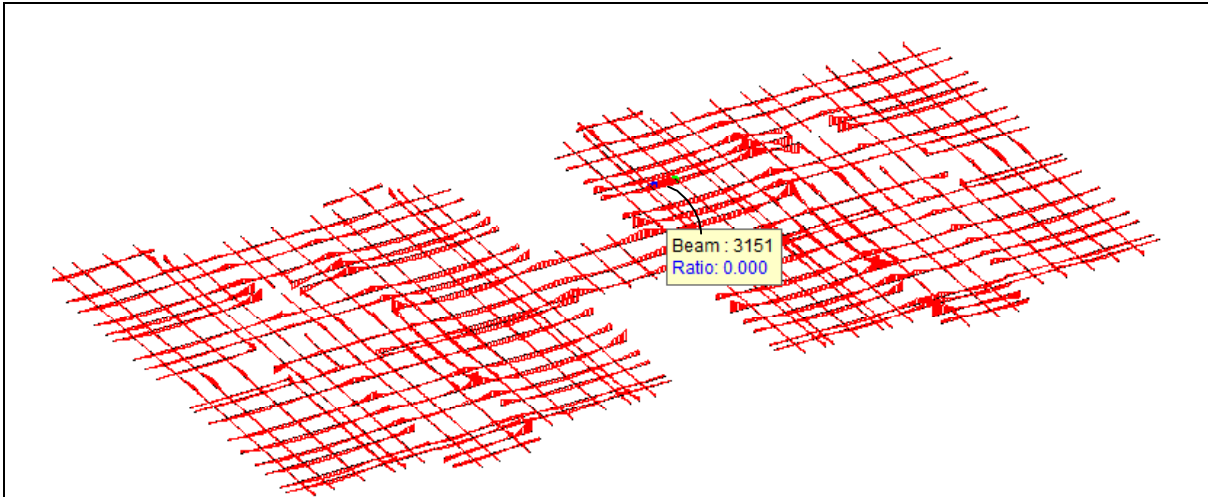


Figura # 6.17 Momento flector en losa de 1^{er} Entrepiso.
 Lecho superior ($M_{f_{max}} = + 622.0 \text{ kg-m}$)
 Lecho inferior ($M_{f_{max}} = -200.0 \text{ kg-m}$)

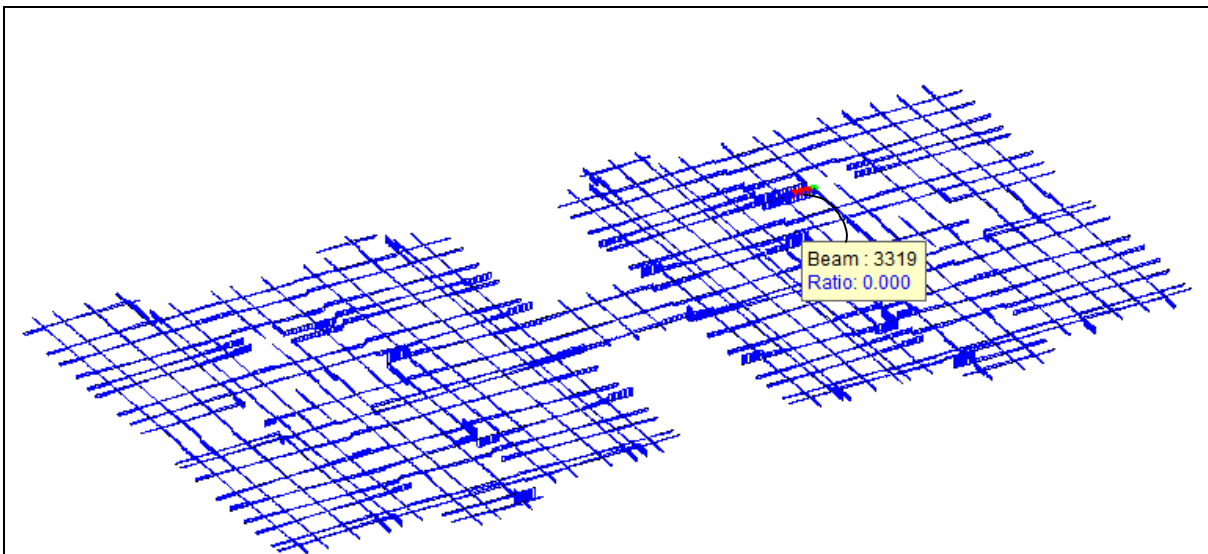


Figura # 6.18 Fuerza cortante en losa de 1^{er} entrepiso.
 ($V_{m\grave{a}x} = 1006.0 \text{ kg}$)

En la figura #6.19 presentan los datos de la sección y datos del material.

DATOS DE LA SECCIÓN			DATOS DEL MATERIAL		
b =	50 [cm]	Base.	fy=	5000 [kg/cm ²]	Acero a flexión
h =	12 [cm]	Altura.	f'c=	200 [kg/cm ²]	Resistencia del concreto.
r =	2 [cm]	Recubrimiento Inferior.	Concreto clase:	1	Coef K = 10000
r' =	2 [cm]	Recubrimiento Superior.	f*c=	160 [kg/cm ²]	
d =	10 [cm]	Peralte efectivo inf.	f''c=	136 [kg/cm ²]	
d' =	10 [cm]	Peralte efectivo sup.	β1=	0.85	
Es elemento sometido a interperie:	SI		Ec=	197990 [kg/cm ²]	
			fy ad=	5000 [kg/cm ²]	Acero adicional

Figura # 6.19 Datos de la sección y material en losa de 1^{er} entrepiso

En la figura #6.20 a 6.22 se presentan el diseño de la sección por flexión y por cortante respectivamente, en base a las especificaciones de las Normas Técnicas Complementarias Para Estructuras de Concreto 2004.

ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO		LECHO SUPERIOR	
Mu=	62000.00 [kg-cm]		
Vu=	1060.00 [kg]		
Consideraciones de Diseño.			
Flexión.			
Tomando en cuenta las características de la sección, por reglamento:			
As _{max} =	4.73 [cm ²]	Area de acero máxima (condicion balanceada).	
As _{min} =	0.99 [cm ²]	Area de acero mínima.	
Considerando diseño para sección rectangular sin aporte de acero de compresión, se tiene que:			
$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q)$ ó $M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q)$			
F _R =	0.9	(Factor de reducción de resistencia)	
As =	1.46 cm ²	(Area de acero requerida)	
As _r =	1.46 cm ²	(Area de acero revisada)	
Se usa malla	66-44	adicionando en la sección	2 varillas # 3
Asf=	2.27	(Area de acero final)	
M_R=	93,629.28	[kg-cm]	
M_R=	0.94	[Ton-m]	

Figura # 6.20 Consideraciones de diseño en losa de 1^{er} entrepiso.
Momento flector

ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO

LECHO INFERIOR

Mu= 20000.00 [kg-cm]
Vu= 1060.00 [kg]

Consideraciones de Diseño.

Flexión.
Tomando en cuenta las características de la sección, por reglamento:

As_{max}= 4.73 [cm²] Area de acero máxima (condicion balanceada).
As_{min}= 0.99 [cm²] Area de acero mínima.

Considerando diseño para sección rectangular sin aporte de acero de compresión, se tiene que:
 $M_R = F_R b d^2 f_c^* q (1 - 0.5q)$ ó $M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q)$

F_R = 0.9 (Factor de reducción de resistencia)
As = 0.45 cm² (Area de acero requerida)
As_r = 0.99 cm² (Area de acero revisada)

Se usa malla 66-44 adicionando en la sección 0 varillas # 3

Asf= 0.85 (Area de acero final)

M_R =	36,843.71	[kg-cm]
M_R =	0.37	[Ton-m]

**Figura # 6.21 Consideraciones de diseño en losa de 1^{er} entrepiso.
Momento flector.**

Cortante.

FR= 0.8 (Factor de resistencia)
En elementos anchos como losas, en los que el ancho, b, no sea menor que 4 veces el peralte efectivo, d, el espesor no sea mayor de 600mm (la relación M/Vd esta condicionada por el modelado), V_{CR} , puede tomarse como :

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

V_{CR}= 2529.8 [kg] > Vu= 1060 [kg]

**Figura # 6.22 Consideraciones de diseño en losa de cimentación.
Fuerza cortante**

VI.VI TRABES DE AZOTEA

En la figuras #6.23 y 6.24 se presentan los diagramas de momento flector y fuerza cortante actuantes en las trabes.

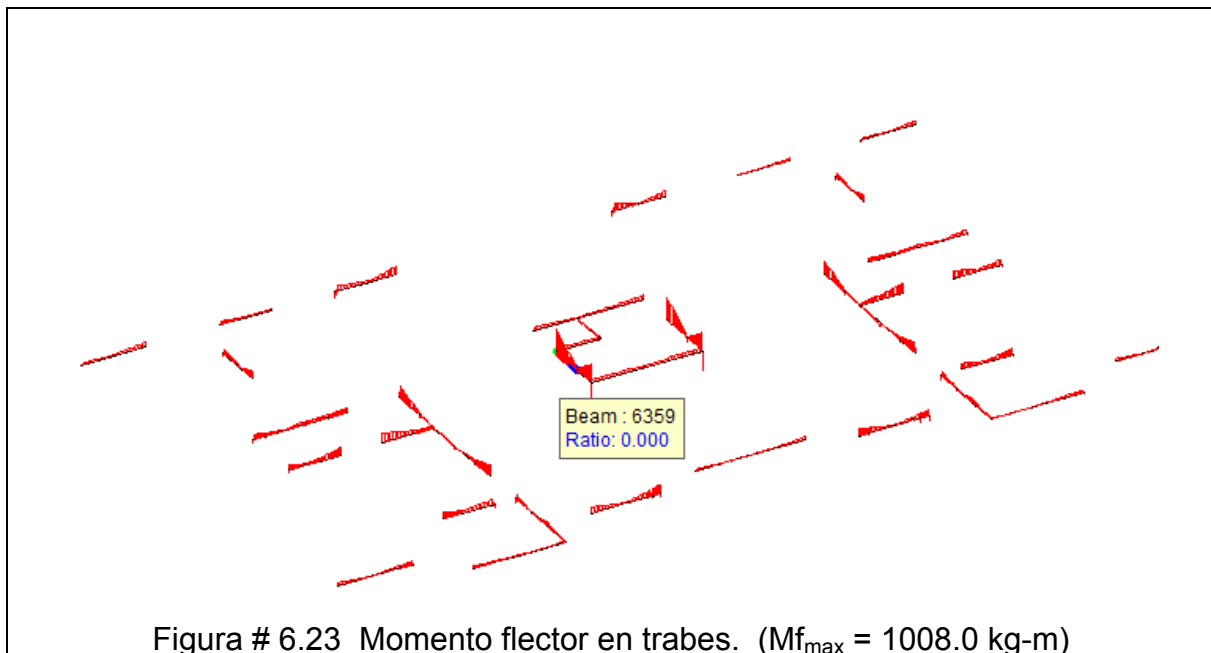


Figura # 6.23 Momento flector en trabes. ($M_{f_{\max}} = 1008.0 \text{ kg-m}$)
(Ver trabe TRABE-EJE D en plano E-5 en ANEXOS)

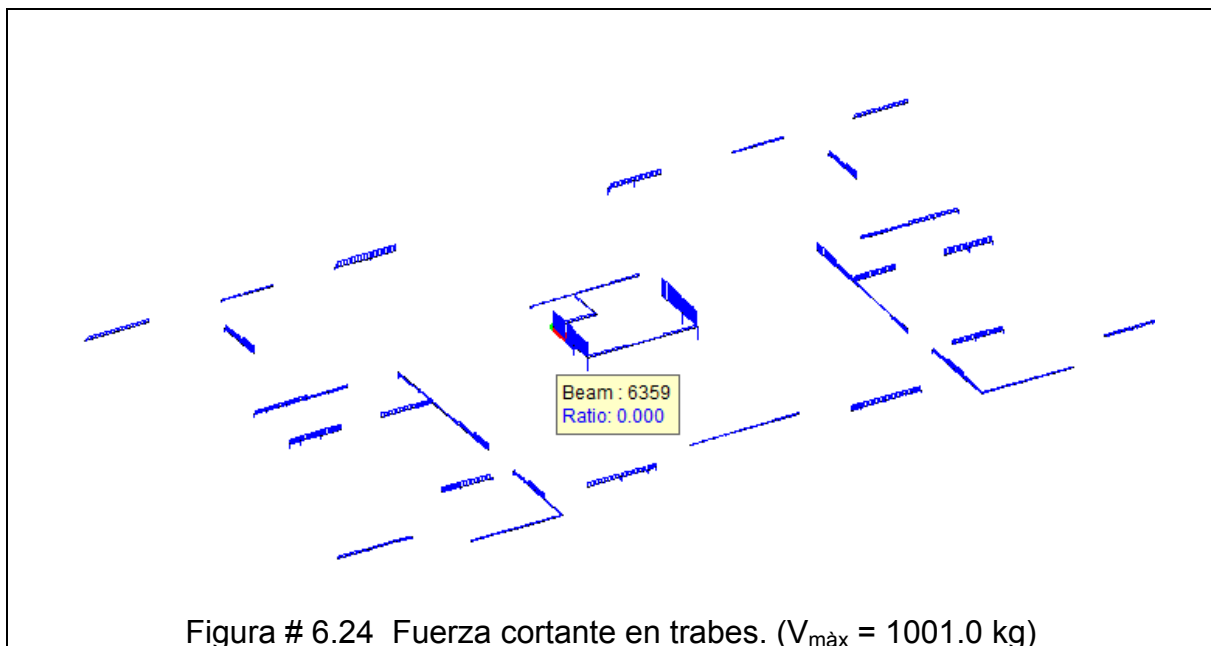


Figura # 6.24 Fuerza cortante en trabes. ($V_{\max} = 1001.0 \text{ kg}$)
(Ver trabe TRABE-EJE D en plano E-5 en ANEXOS)

En la figura #6.25 presentan los datos de la sección y datos del material.

DATOS DE LA SECCIÓN			DATOS DEL MATERIAL		
b =	10 [cm]	Base.	fy=	5000 [kg/cm ²]	Acero longitudinal
h =	50 [cm]	Altura.	f'c=	200 [kg/cm ²]	Resistencia del concreto.
r =	2 [cm]	Recubrimiento Inferior.	Concreto clase:	1	CoefK = 10000
r' =	2 [cm]	Recubrimiento Superior.	f*c=	160 [kg/cm ²]	
d =	48 [cm]	Peralte efectivo inf.	f'c=	136 [kg/cm ²]	
d' =	48 [cm]	Peralte efectivo sup.	β 1=	0.85	
Es elemento sometido a interperie:	SI		Ec=	197990 [kg/cm ²]	
			fy est=	5000 [kg/cm ²]	Acero de estribos

Figura # 6.25 Datos de la sección y material en trabes

En la figura #6.26 y 6.27 se presentan el diseño de la sección por flexión y por cortante respectivamente, en base a las especificaciones de las Normas Técnicas Complementarias Para Estructuras de Concreto 2004 las y de acuerdo a la cuantía de acero propuesta para refuerzo longitudinal y transversal se verifica que la fuerza o momento resistente de diseño sea mayor o igual a las internas actuantes.

ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO	
Mu=	108000.00 [kg-cm]
Vu=	1001.00 [kg]
Consideraciones de Diseño.	
Flexión.	
Tomando en cuenta las características de la sección, por reglamento:	
As _{max} =	4.54 [cm ²] Area de acero máxima (condicion balanceada).
As _{min} =	0.95 [cm ²] Area de acero mínima.
Considerando diseño para sección rectangular sin aporte de acero de compresión, se tiene que:	
$M_R = F_R b d^2 f'_c q (1 - 0.5q)$ ó $M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q)$	
F _R =	0.9 (Factor de reducción de resistencia)
A _s =	0.51 cm ² (Area de acero requerida)
A _s _r =	0.95 cm ² (Area de acero revisada)
Poner del #	2 + 0 varillas 3 + 3
A _{sf} =	1.43 (Area de acero final)
M _R =	291,024.64 [kg-cm]
M _R =	2.91 [Ton-m]

Figura # 6.26 Consideraciones de diseño en trabes. Momento flector

Cortante.

FR= 0.8 (Factor de resistencia)

Las expresiones para V_{cR} que se presentan enseguida para distintos elementos son aplicables cuando la dimensión transversal, h , del elemento, paralela a la fuerza cortante, no es mayor de 700 mm. Cuando la dimensión transversal h es mayor que 700 mm, el v

$$0.8 < 1 - 0.0004 (h - 700) < 1, \text{ Entonces: } \begin{cases} F_c = & 1 \text{ (Factor Calculado)} \\ F_f = & 1 \text{ (Factor a Aplicar)} \end{cases}$$

En vigas con relación claro a peralte total, L/h , no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto (V_{cR}), se calculará con el criterio siguiente:

1.- Si $p < 0.015$; Entonces $V_{cR} = F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f_c^*}$

2.- Si $p \geq 0.015$; Entonces $V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$

$r = 0.0052 < 0.015$; Se usa el primer criterio con $V_{cR} = 847.0077$ [kg]

Limitaciones para V_u

V_u no debe de ser mayor que: $2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$

Sustituyendo se tiene que ;

$$2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} = 6982.31 \text{ [kg]} > V_u = 1001 \text{ [kg]} \text{ Entonces: Si se puede armar la trabe por cortante}$$

Como $V_{cR} < V_u$, Si se requiere acero por cortante

El cortante que toma el acero transversal es: $V_{sR} = V_u - V_{cR}$

$V_{sR} = 154.0$ [kg]

Calculo de estribos

Se propone usar estribos de 1 ramas con acero del # 2

El acero a cortante es: $A_v = 0.32$ [cm²]

La separación de los estribos esta dada por la expresión: $s = \frac{F_R A_v f_y d (\text{sen}\theta + \text{cos}\theta)}{V_{sR}}$

Sustituyendo: $s = 189$ [cm]

Sujeta a las siguientes condiciones:

1.- $V_u \leq 1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$ Entonces, $s = 0.5 d$

2.- $V_u > 1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$ Entonces, $s = 0.25 d$

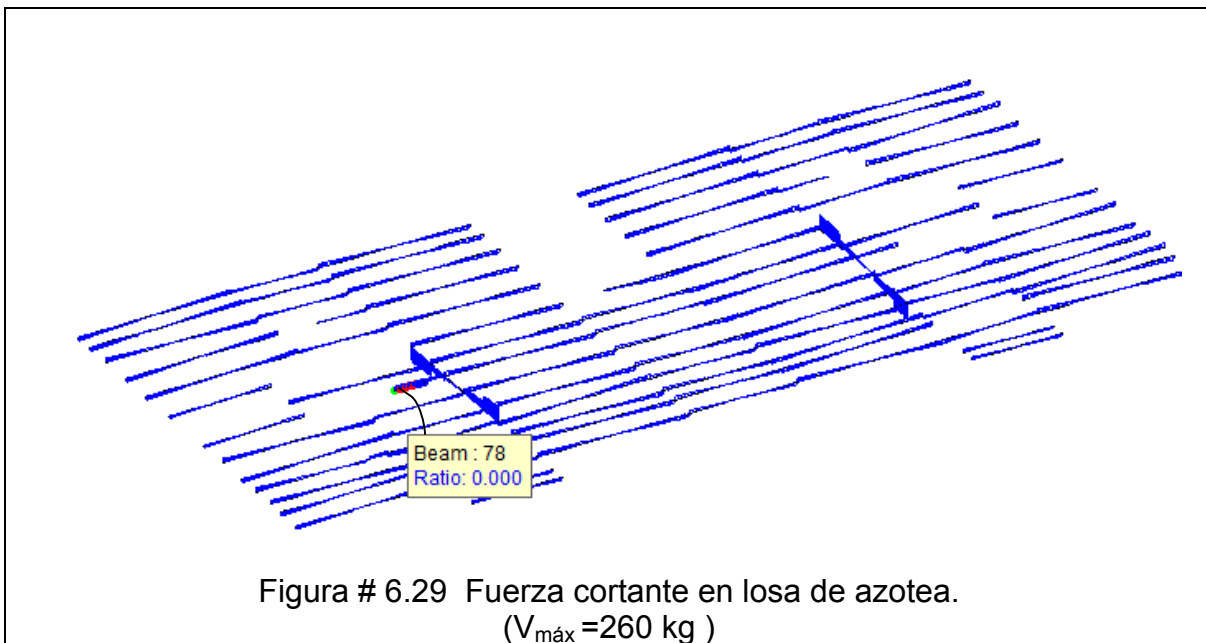
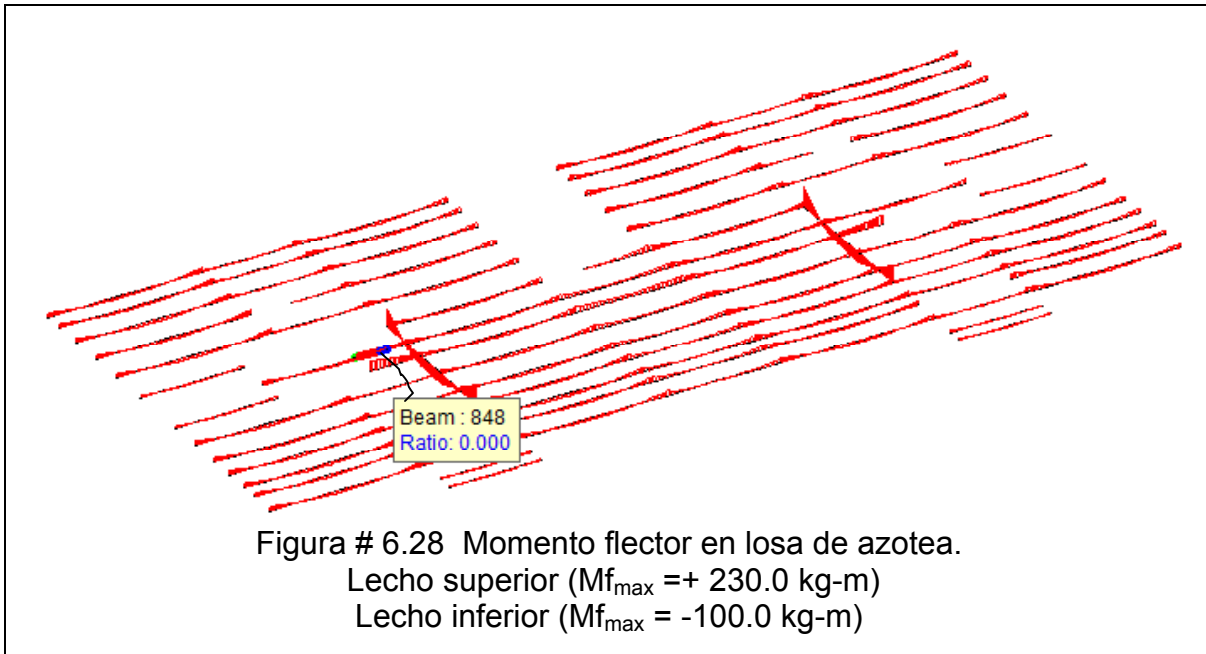
Se emplea primer criterio, $s = 11.5$ [cm]

Por ductilidad, emplear estribos del # 2 @ 10 [cm] en los extremos del elemento

Figura # 6.27 Consideraciones de diseño en trabes. Fuerza cortante

VI.VII LOSA DE AZOTEA

En la figuras #6.28 y 6.29 se presentan los diagramas de momento flector y fuerza cortante actuantes en la losa de azotea.



A continuación se presenta la comparativa de las acciones actuantes y las resistentes de diseño del sistema vigueta-bovedilla.

De las especificaciones de diseño proporcionadas por el proveedor (presentadas en la tabla #13b del capítulo III) se observa que los valores resistentes son mayores a las solicitaciones obtenidas en el sistema de viga-bovedilla de la azotea, lo anterior se presenta a continuación:

$$\begin{array}{rcl}
 M_{f_{\max}} = + 230.0 \text{ kg-m} & < & M_{\text{resistente}} = 1145 \text{ kg-m} \\
 V_{\max} = 260 \text{ kg} & < & V_{\text{resistente}} = 1844 \text{ kg} \\
 \text{(Solicitaciones ultimas)} & < & \text{(Resistencia de diseño)}
 \end{array}$$

VI.VIII MUROS DE MAMPOSTERÍA

Los muros de mampostería se modelaron por medio de la analogía de la “columna ancha” Para la revisión de los muros de mampostería se aplicaron las especificaciones contenidas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004), considerando mampostería confinada por medio de castillos, cerramientos y refuerzo interior horizontal.

La resistencia de diseño se obtendrá reduciendo la resistencia por el factor de resistencia. Para muros con barras longitudinales colocadas simétricamente en sus castillos extremos, sean estos exteriores o interiores, las fórmulas simplificadas siguientes dan valores suficientemente aproximados y conservadores del momento resistente de diseño M_R .

A continuación se presenta un resumen de las expresiones, y parámetros utilizados con el método optativo, así como las consideraciones hechas durante el proceso de revisión de la estructura:

- Resistencia en compresión.

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

Donde:

P_R = Carga vertical total resistente de diseño.

F_R = Factor de reducción de resistencia.

F_E = Factor de reducción por excentricidad y esbeltez.

f^*_m = Resistencia de diseño en compresión de la mampostería.

A_T = Área de la sección transversal del muro (incluye los castillos).

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

Los valores considerados fueron los siguientes:

$F_R = 0.6$

$F_E = 0.6$ (muro exterior) y 0.7 (muro interior)

Para ambos casos, se deberá cumplir simultáneamente que:

-Las deformaciones de los extremos superior inferior del muro en la dirección normal a su plano están restringidas por el sistema de piso, por dadas o por otros elementos.

-La excentricidad en la carga axial aplicada es menor o igual que $t / 6$ y no hay fuerzas significativas que actúan en dirección normal al plano del muro.

-La relación altura libre a espesor de la mampostería del muro, H / t , no excede de 20.

Cuando no se cumplan las condiciones anteriores **como es en nuestro caso** para los muros revisados, el factor de reducción por excentricidad y esbeltez se determinará como el menor (0.6 y 0.7), y el que se obtiene con la ecuación siguiente:

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

Donde :

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

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

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

k = 2 para muros 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.

- Resistencia a flexocompresión en el plano del muro

$$M_R = F_R M_0 + 0.3 P_U d \quad \text{si } 0 \leq P_U \leq \frac{P_R}{3} \quad (\text{ ec. 5.5 NTCM})$$

$$M_R = (1.5 F_R M_0 + 0.15 P_R d) \left[1 - \frac{P_U}{P_R}\right] \quad \text{si } P_U > \frac{P_R}{3} \quad (\text{ ec.5.6 NTCM})$$

donde:

M_0 = Momento resistente cuando no exista carga axial (flexión pura, $M_0 = A_s f_y d'$)

A_s = Área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en cada uno de los castillos extremos del muro

M_R = Momento resistente cuando exista carga axial.

F_R = Factor de reducción de resistencia.

P_R = Resistencia a compresión axial

P_U = Carga axial de diseño en compresión total sobre el muro.

d = Peralte efectivo del refuerzo de tensión.

d' = Distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra a compresión máxima

Los valores considerados fueron los siguientes:

$F_R = 0.8$ sí $P_u < PR / 3$.

$F_R = 0.6$ si $P_u > PR / 3$.

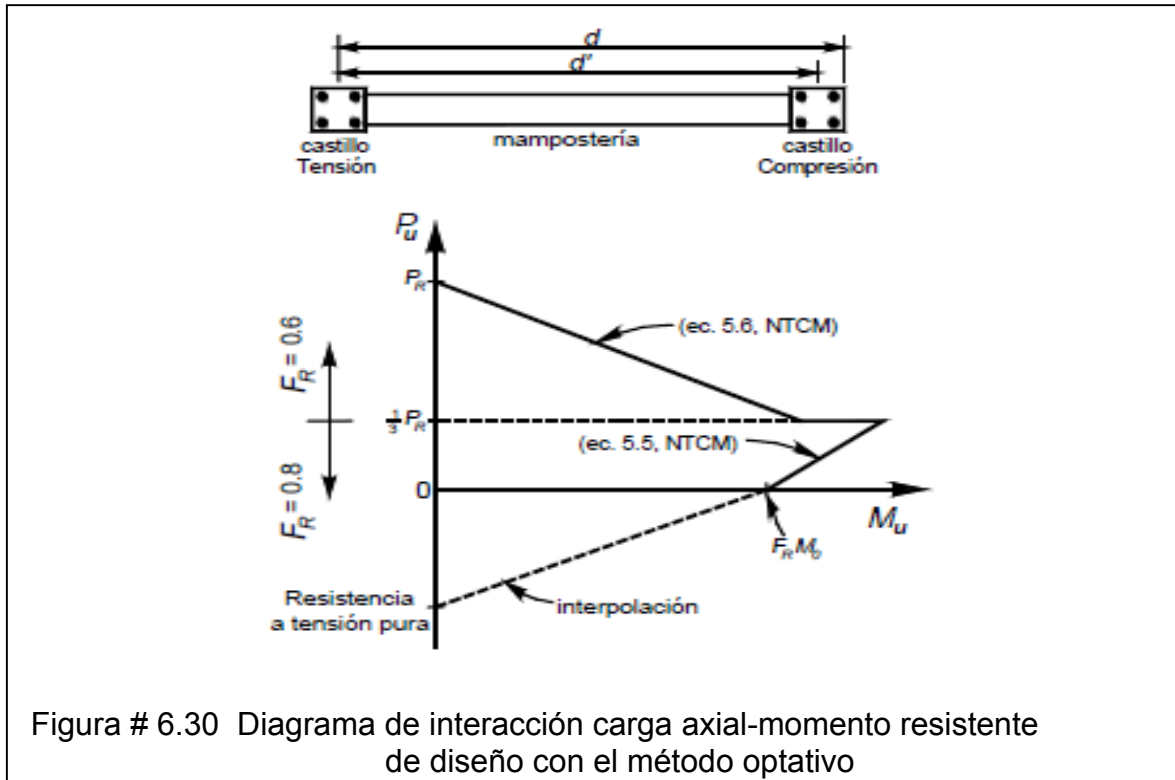


Figura # 6.30 Diagrama de interacción carga axial-momento resistente de diseño con el método optativo

Para cargas axiales de tensión será válido interpolar entre la carga axial resistente a tensión pura y el momento flexionante resistente M_0 , considerando un factor $F_R = 0.8$.

- Resistencia a cortante en el plano del muro

$$V_{mR} = F_R (0.5 v^*_m A_T + 0.3 P) \leq 1.5 F_R v^*_m A_T$$

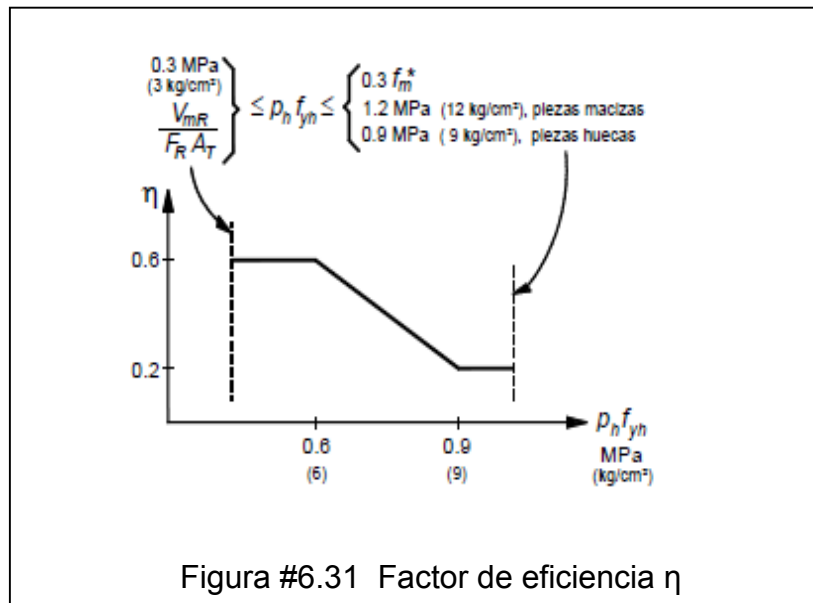
la resistencia del refuerzo horizontal se determina con la siguiente expresión:

$$V_{sR} = F_R \eta p_h f_{yh} A_T$$

Esta magnitud, en nuestro caso se considerará exclusivamente en los casos en donde la mampostería por si sola no sea capaz de absorber los niveles de cortante que la solicitan. Es importante referir, que en nuestro caso se ha considerado una cuantía mínima de refuerzo adicional horizontal constituido por 2 varillas 5/32" (DA 6000) @ 2 hiladas (como se indica en los planos estructurales

presentados en el anexo) para garantizar el comportamiento de conjunto entre el muro y sus elementos confinantes (castillos y cerramientos) y para adicionalmente atenuar posibles problemas asociados a fenómenos de contracción en el mortero de junteo.

Para valores de p_h y f_{yh} comprendidos entre 0.6 y 0.9 MPa (6 y 9 kg/cm²), η se hará variar linealmente como se ilustra en la figura #55.



donde:

V_{mR} = Fuerza cortante de diseño que toma la mampostería

V_{sR} = Fuerza cortante de diseño que toma el acero de refuerzo horizontal.

P = Carga vertical que actúa sobre el muro sin multiplicar por el factor de carga.

v_m^* = Resistencia de diseño a compresión diagonal, sobre área bruta medida a lo largo de la diagonal paralela a la carga.

F_R = Factor de reducción de resistencia.

A_T = Área bruta de la sección transversal del muro que incluye a los castillos.

η = Factor de eficiencia del refuerzo horizontal.

p_h = Cuantía de acero de refuerzo vertical en el muro.

f_{yh} = Esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo horizontal

En este caso, en el proceso de cálculo, los valores considerados fueron los siguientes:

$$F_R = 0.7$$

$$v_m^* = 3.5 \text{ kg/cm}^2$$

A continuación se presentan los resultados de la revisión estructural hecha a los muros de mampostería localizados sobre el eje 2 y eje A, correspondientes al nivel de cimentación-1^{er} entrepiso, presentándose algunos detalles del armado en el plano E-6 localizados en el Anexo (Planos estructurales).

En la figura #6.32 se presenta una vista general tomada del programa Staad Pro con la ubicación de los muros de mampostería, indicándose en color rojo los muros ubicados sobre eje 2 y eje A.

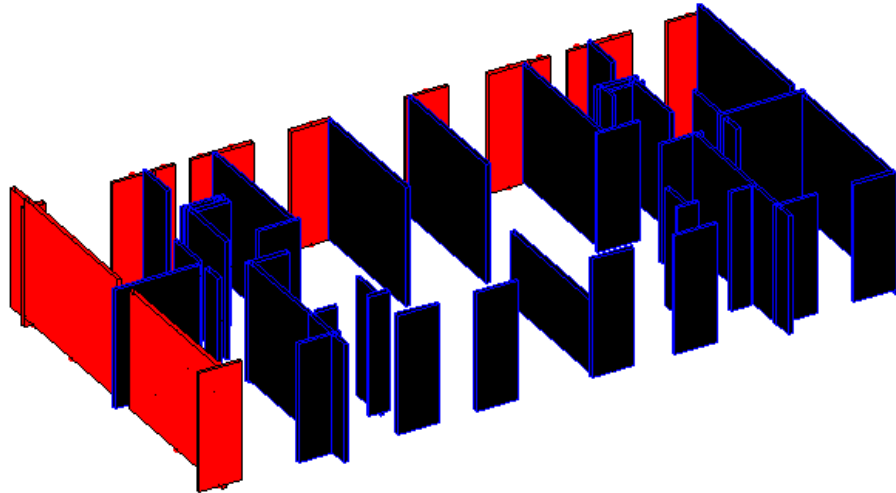


Figura # 6.32 Muros de mampostería entre los niveles de cimentación y 1er Entrepiso.

Se presentan los parámetros de diseño para la revisión de los muros de mampostería.

Tabla # 20. Parámetros de diseño de la mampostería.

Parámetro	Unidad	Valor
f_m^*	kg/cm ²	60
F_R	(1)	0.6
Espesor	m	0.115
f_y	kg/cm ²	4200
v_m^*	kg/cm ²	3.5

Diseño de muros en el Eje 2:

En la tabla #21 se presenta la revisión a compresión en el plano del muro, en la tabla #22 se presenta la revisión a flexo compresión en el plano del muro y el tabla

#23 se presenta la revisión ante cargas laterales, en base a las especificaciones de las Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de mampostería.

F_E (corregido):

Resistencia a compresión de muros confinados
 La carga vertical resistente, P_R se calcula como:
 $P_R = F_R F_E (f_m^* + 4) A_T$

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

Muro	L	A_T	P_a	P_{au}	l o E	F_E	F_E (corregido)	P_R	Estado
	m	m ²	Ton	Ton				Ton	
5716	0.55	0.06	1.38	1.93	E	0.6	0.36	8.63	Ok
598	0.85	0.10	4.18	5.85	E	0.6	0.36	13.33	Ok
597	0.75	0.09	1.69	2.37	E	0.6	0.36	11.77	Ok
600	0.15	0.02	1.37	1.92	E	0.6	0.36	2.35	Ok
601	0.70	0.08	3.29	4.61	E	0.6	0.36	10.98	Ok
602	0.70	0.08	4.29	6.01	E	0.6	0.36	10.98	Ok
609	0.70	0.08	4.79	6.71	E	0.6	0.36	10.98	Ok
610	0.70	0.08	5.50	7.70	E	0.6	0.36	10.98	Ok
611	0.15	0.02	0.56	0.78	E	0.6	0.36	3.97	Ok
630	0.75	0.09	0.75	1.05	E	0.6	0.36	19.87	Ok
629	0.85	0.10	3.39	4.75	E	0.6	0.36	22.52	Ok
628	0.80	0.09	4.07	5.70	E	0.6	0.36	21.20	Ok

**Tabla # 21. Resistencia a compresión .
Cimentación y 1er Entrepiso.**

El momento flexionante resistente de diseño de la sección M_R , se calcula como:

$M_R = F_R M_o + 0.3P_u d$, si $0 \leq P_u \leq P_R/3$
 $M_R = (1.5F_R M_o + 0.15P_R d)(1 - P_u/P_R)$, si $P_u > P_R/3$

b_{castillo} (cm)
11.5

Muro	Cantidad de vars c/castillo	Vars #	As	F_R	d	d'	M_o	M_R	M_u	Estado
			cm ²		cm	cm	kg cm	T-m	T-m	
5716	4	3	2.85	0.8	49.25	43.50	520736.94	4.45	1.72	Ok
598	4	3	2.85	0.6	79.25	73.50	879865.87	5.33	1.75	Ok
597	4	3	2.85	0.8	69.25	63.50	760156.23	6.57	0.29	Ok
600	4	3	2.85	0.6	9.25	3.50	41898.37	0.08	0.29	No pasa
601	4	3	2.85	0.6	64.25	58.50	700301.41	4.27	2.15	Ok
602	4	3	2.85	0.6	64.25	58.50	700301.41	3.33	3.05	Ok
609	4	3	2.85	0.6	64.25	58.50	700301.41	2.87	1.55	Ok
610	4	3	2.85	0.6	64.25	58.50	700301.41	2.20	2.05	Ok
611	4	3	2.85	0.8	9.25	3.50	41898.37	0.36	0.97	No pasa
630	4	3	2.85	0.8	69.25	63.50	760156.23	6.30	0.10	Ok
629	4	3	2.85	0.8	79.25	73.50	879865.87	8.17	0.75	Ok
628	4	3	2.85	0.8	74.25	68.50	820011.05	7.83	3.50	Ok

**Tabla # 22. Resistencia a compresión.
Cimentación y 1er Entrepiso.**

Nota: Los muros correspondientes a los elementos 600 y 611 de la figura #63 se indica que no pasan, pero en realidad son diseñados como un castillo especial de dimensiones 11.5 x 15.0 cm (parte del castillo K-2, ver armado en el plano E-1 contenido en ANEXOS).

Fuerza cortante resistida por la mampostería
 La fuerza cortante resistente de diseño se determina como:
 $V_{mR} = F_R(0.5v_m * A_T + 0.3P) \leq 1.5F_R v_m * A_T$

Muro	Vu	V _{mR}	Estado	Dirección
	T	T		
5716	0.80	1.53	Ok	L
598	1.08	2.22	Ok	L
597	0.20	1.96	Ok	L
600	0.19	0.67	Ok	L
601	1.43	1.81	Ok	L
602	2.01	2.07	Ok	L
609	0.45	2.19	Ok	L
610	1.31	2.37	Ok	L

Muro	Vu	V _{mR}	Estado	Dirección
	T	T		
611	0.55	0.61	Ok	L
630	0.02	1.64	Ok	L
629	0.10	2.69	Ok	L
628	1.69	2.84	Ok	L

Muros en la dirección corta de la estructura " C "
 Muros en la dirección larga de la estructura " L "

**Tabla # 23. Resistencia ante cargas laterales.
 Cimentación y 1er Entrepiso.**

Diseño de muros en el Eje A:

En la tabla #24 se presenta la revisión a compresión en el plano del muro, en la tabla #25 se presenta la revisión a flexo compresión en el plano del muro y el tabla #26 se presenta la revisión ante cargas laterales, en base a las especificaciones de las Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de mampostería.

Resistencia a compresión de muros confinados
 La carga vertical resistente, P_R se calcula como:
 $P_R = F_R F_E (f_m * 4) A_T$

$$F_E(\text{corregido}): F_E = (1 - \frac{2e}{t}) \left[1 - (\frac{kH}{30t})^2 \right]$$

Muro	L	A _T	P _a	P _{au}	l o E	F _E	F _E (corregido)	P _R	Estado
	m	m ²	Ton	Ton				Ton	
580	2.00	0.23	3.08	4.31	E	0.6	0.36	31.37	Ok
577	1.80	0.21	8.08	11.31	E	0.6	0.36	28.24	Ok
578	1.90	0.22	8.42	11.79	E	0.6	0.36	29.81	Ok
579	2.70	0.31	2.39	3.35	E	0.6	0.36	42.35	Ok

**Tabla # 24. Resistencia a compresión.
 Cimentación y 1er Entrepiso.**

El momento flexionante resistente de diseño de la sección M_R , se calcula como:

$$M_R = F_R M_o + 0.3P_u d, \quad \text{si } 0 \leq P_u \leq P_R/3$$

$$M_R = (1.5F_R M_o + 0.15P_R d)(1 - P_u/P_R), \quad \text{si } P_u > P_R/3$$

$b_{\text{castillo}} \text{ (cm)}$
11.5

Muro	Cantidad de vars c/castillo	Vars #	As	F_R	d	d'	Mo	M_R	Mu	Estado
			cm ²		cm	cm	kg cm	T-m	T-m	
580	4	3	2.85	0.8	194.25	188.50	2256526.75	20.57	5.85	Ok
577	4	3	2.85	0.6	174.25	168.50	2017107.47	15.30	1.12	Ok
578	4	3	2.85	0.6	184.25	178.50	2136817.11	16.60	1.47	Ok
579	4	3	2.85	0.8	264.25	258.50	3094494.24	27.41	0.19	Ok

Tabla # 25. Resistencia a compresión.
Cimentación y 1er Entrepiso.

Fuerza cortante resistida por la mampostería

La fuerza cortante resistente de diseño se determina como:

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

Muro	Vu	V_{mR}	Estado	Dirección
	T	T		
580	2.44	4.44	Ok	C
577	0.51	4.35	Ok	C
578	0.68	4.55	Ok	C
579	0.10	5.34	Ok	C

Muros en la dirección corta de la estructura " C "

Muros en la dirección larga de la estructura " L "

Tabla # 26. Resistencia ante cargas laterales.
Cimentación y 1er Entrepiso.

VII. CONCLUSIONES

VII.I CONCLUSIONES GENERALES

VII.I CONCLUSIONES GENERALES

-En sistemas como este tipo de viviendas en donde la geometría y la posición de los elementos divisorios (muros) se establecen para poder determinar un adecuado comportamiento estructural es necesario el uso de mampostería con piezas de calidad certificada, en donde los parámetros de diseño sean bien conocidos e incluso realizar con un laboratorio independiente del proveedor ensayos de algunas de las piezas para comparar los resultados obtenidos y comprobar la calidad de la mampostería.

(En este proyecto la resistencia a compresión diagonal resulto ser de $v_m^* = 3.5 \text{ kg/cm}^2$, aunque lo deseable es que este valor sea mayor de 5 kg/cm^2 .)

-Una mampostería reforzada y confinada no es necesariamente más cara que la no reforzada y sí en cambio presenta un mejor comportamiento sobre todo ante la presencia de las primeras fisuras y por lo tanto una mayor durabilidad. Sin embargo, es necesario garantizar este trabajo mediante un detallado adecuado y una buena supervisión de la manufactura de los muros.

-Para tomar en cuenta la interacción suelo-estructura y poder modelar adecuadamente por medio de resortes equivalentes la cimentación es necesario considerar los valores de deformación presentados en sitio, reportados por el encargado del estudio de mecánica de suelos, para reajustar el modelo.

-El método de modelado con el uso del programa Staad Pro es válido en el intervalo elástico y no proporciona ninguna información sobre el comportamiento no lineal que por lo general es donde se presentan los problemas de agrietamiento por tanto la capacidad de deformación que se desee proporcionar al sistema dependerá principalmente del tipo de mampostería empleada, de la cuantía del refuerzo horizontal y de los castillos.

-El factor de comportamiento sísmico asignado ($Q = 2$) es exclusivo del tipo de mampostería utilizado que en este caso es:

piezas macizas o bien piezas multiperforadas con refuerzo horizontal y reforzados con castillos exteriores para mampostería confinada.

-Aunque la mampostería en todos los casos resulto absorber el esfuerzo cortante presentado en todos los muros, en este proyecto se ha considerado una cuantía mínima de refuerzo adicional horizontal constituido por 2 varillas 5/32" (DA 6000) @ 2 hiladas, ya que la adición de este refuerzo incrementa notablemente la resistencia de la mampostería a esfuerzos de cortante y fisuramientos por cambios de temperatura.

-Para evitar la presencia de muros largos y cumplir con una relación largo de muro-altura de muro menor a 2 los muros se dividen por medio de castillos interiores (castillos K-1, indicados en planos)

-En este proyecto no se realiza el modelado de pretilas y aberturas, sin embargo toda abertura esta confinada por medio de castillos y dadas de cerramiento con sección de 11.5x11.5 cm y reforzadas con 4 varillas #3 y estribos del #2 @ 15.0 cm, como se indica en el detalle constructivo indicado en el plano e-6

-El detallado y aspecto constructivo de traslapes y anclajes no se incluye en este proyecto, no por ello deja de ser de gran importancia un adecuado proceso constructivo en donde se especifiquen los parámetros esenciales de anclajes y

traslapes, así como la supervisión para que el diseño tenga un adecuado comportamiento estructural.

-De acuerdo con visitas realizadas a diferentes unidades habitacionales en la zona metropolitana, la mayoría de los sistemas de mampostería observados no cuentan con refuerzo interior, además de presentar deficiencias sustanciales en su concepción al ser proyectos con plantas sumamente irregulares y asimétricas. Un problema particular es la necesidad de establecer estacionamientos en la planta baja en donde se crea una estructuración deficiente “piso débil”.

El paso entre lo deficiente y lo bueno es pequeño; simplemente se requiere orientar el diseño y la construcción de estructuras de mampostería hacia sistemas confinados y con refuerzo horizontal, empleando piezas de buena calidad y una supervisión que garantice un adecuado proceso constructivo.

BIBLIOGRAFÍA

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Zerry T.K. y Williams T.I. (1960), "A short history of technology", Oxford University Press, England.

Departamento del Distrito Federal (DDF, 2004), "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México, D.F., 27 de febrero.

Gobierno del

Departamento del Distrito Federal (DDF, 2004), "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México, D.F., 6 de octubre.

Alcocer S.M. (1997), "Comportamiento sísmico de estructuras de mampostería: una revisión", Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Vol. I, Artículo de estado del arte, Veracruz, Ver., México, noviembre, pp. 164-191.

Aguilar G., Cano G. y Alcocer S.M. (1994), "Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería ante cargas laterales", Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Vol. I, Zacatecas, Zac., México, octubre, pp. 66-74.

Alarcón-Chaires P. y Alcocer S.M. (1997), "Repercusión de las características (2)

Álvarez J.J. y Alcocer S.M. (1994), "Influencia del refuerzo horizontal y de la relación de aspecto en muros de mampostería confinada", Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Vol. II, Zacatecas, Zac., México, octubre, pp. 815-825.

Aguilar G. y Alcocer S.M. (2001), "Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería confinada ante cargas laterales", Centro Nacional de Prevención de Desastres (SEGOB), ISBN 970-628-610-1, diciembre, 181 pp.

Amrhein J.E. (1994), "Reinforced Masonry Engineering Handbook", Masonry Institute of America.

Sánchez T.A., Alcocer S.M. y Flores L. (1996) "Estudio experimental sobre una estructura de mampostería confinada tridimensional, construida a escala natural y sujeta a cargas laterales", Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Vol. II, Mérida, Yuc., México

Meli R. (1994), "Mampostería estructural. La práctica, la investigación y el comportamiento observado en México", Cuaderno de Investigación No. 17, Centro Nacional de Prevención de Desastres.

Diseño de estructura de mampostería utilizando espectros de diseño sísmico de las NTCDS-2000 del RCDF y los obtenidos con el apéndice A de las mismas. Christian Zambrana Rojas , Raúl Jean Perrilliat y Javier Cesín Farra

Guía de análisis de estructuras de mampostería. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, A. C. Ed. Dr. Juan José Pérez Gavilán

ANEXOS

GLOSARIO DE TÉRMINOS BÁSICOS.

PLANOS ESTRUCTURALES.

PLANO E-1 (PLANTA DE CIMENTACIÓN).

PLANO E-2 (PLANTA DE CIMENTACIÓN, COMPLEMENTARIO).

PLANO E-3 (PLANTA TIPO, NIVEL 1 Y NIVEL 2).

PLANO E-4 (PLANTA TIPO, COMPLEMENTARIO Y ESCALERAS).

PLANO E-5 (PLANTA DE AZOTEA).

GLOSARIO DE TÉRMINOS BÁSICOS.

INTRODUCCIÓN

-Mampostería confinada.

Sistema constructivo que consiste en erigir un muro que puede estar constituido por piezas de bloques de cemento prefabricado o ladrillos unidos generalmente por un mortero (mezcla de arena-cemento-agua). Dicho sistema se encuentra perimetralmente rodeado de columnas y vigas (ó castillos y dalas de cerramiento), que hacen que el sistema trabaje en forma monolítica.

Las dalas incrementan la rigidez de la parte superior del muro, evitan su agrietamiento prematuro y facilitan la transmisión de fuerzas inducidas por sismo.

1. MARCO NORMATIVO

- Continuidad (Regularidad en elevación de muros).

En edificaciones con más de un nivel es necesario que los muros de los pisos subsecuentes a los de la planta baja sean una continuación de estos, los que se apoyan sobre la cimentación. Si los muros del primer piso no coinciden exactamente con los muros de la planta baja, éstos simplemente aumentan las cargas o el peso sobre el nivel inferior sin ayudar a soportar las fuerzas que causa un sismo (concentración de esfuerzos, torsiones y deformaciones).

-Momento flexionante.

Es el causado en un elemento debido a las acciones a que están sujetas las estructuras, causando un momento interno que genera una flexión al elemento y se calcula dependiendo del tipo y ubicación de las cargas así como las condiciones de apoyo.

- Fuerza cortante.

Se crea en un elemento debido a las cargas que le son aplicadas, estas cargas generan un conjunto de fuerzas que tienden a generar un deslizamiento de una parte del elemento estructural. Sobre el área de deslizamiento se produce un esfuerzo cortante que crea deformaciones angulares.

-Refuerzo por tensión diagonal en vigas.

Cuando el elemento estructural cuenta con un deficiente confinamiento del núcleo de concreto (por falta de estribos o separación inadecuada de estos) se genera una falla por tensión diagonal producida por la fuerza cortante actuante, generándose en las caras laterales del elemento una serie de grietas inclinadas.

2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.

-Losa de cimentación.

Losa de concreto reforzado apoyada sobre el terreno que sirve de cimentación que reparte el peso y las cargas del edificio sobre toda la superficie de apoyo, o sobre un sistema de contratrabes.

-Coeficiente de balasto o módulo de reacción de un suelo.

Este parámetro denominado "k" asocia la tensión transmitida al terreno por una placa rígida con la penetración o deformación de la misma en el suelo, mediante la relación entre la tensión aplicada por la placa "q" y la penetración o asentamiento de la misma "y".

Referido a la deformación que una estructura produce al terreno natural se considerara como un asentamiento inmediato.

-Excentricidad torsional.

Cuando en una estructura por la acción sísmica se presentan no solo desplazamientos laterales sino movimientos de rotación, debe tenerse en cuenta que la fuerza sísmica lateral, se ejerce sobre el centro de masa y la resultante de las fuerzas que se generan en los elementos de la estructura (fuerza resistente) se presenta en el centro de torsión de cualquiera de los niveles de la estructura. Si existe esta separación entre los centros de masa y torsión, se generan una fuerza cortante y un momento torsionante en cada nivel del edificio.

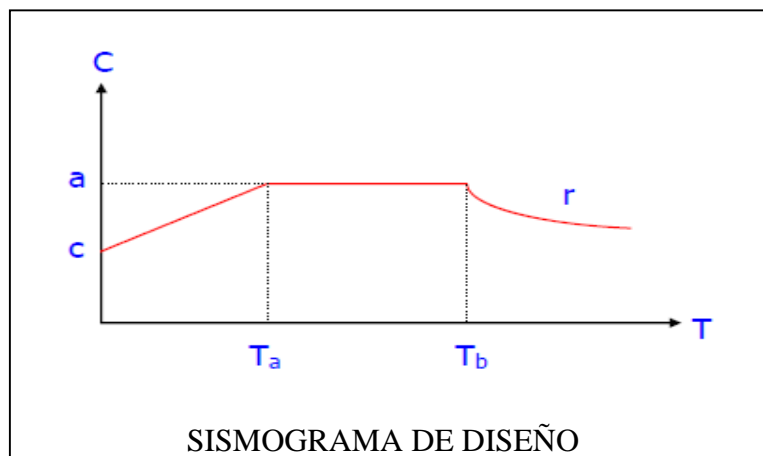
El centro de torsión no es fijo, su ubicación está en función de las rigideces y distribución de los elementos estructurales del nivel en cuestión.

3. PARÁMETROS QUE INTERVIENEN EN EL DESARROLLO DEL PROYECTO

-Espectro de diseño sísmico

El espectro de diseño sísmico es la envolvente de los sismogramas obtenidos de los sismos durante un periodo de tiempo determinado.

Esta gráfica es característica de cada lugar y está formada por varios elementos:



c .- Coeficiente sísmico de diseño; de acuerdo con el RCDF, es el cociente de la fuerza cortante que se aplica en la base de la estructura (V_s) entre el peso total de la misma para el mismo nivel (W).

a .- Coeficiente de aceleración del terreno, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad mediante las siguientes expresiones:

$$\begin{array}{ll} a = (1 + 3T / T_a) (c/4) & \text{Si: } T < T_a \\ a = c & \text{Si: } T_a < T < T_b \\ a = q \cdot c & \text{Si: } T > T_b \end{array}$$

donde: $q = (T_b / T)^r$

T_a y T_b .- Periodos característicos que delimitan la meseta de la gráfica expresados en segundos.

r .- Exponente de definición de la zona curva del espectro de diseño

T .- Periodo natural de vibración, expresado en segundos

C .- Coeficientes de aceleración del terreno.

-Coeficiente sísmico reducido c' .

El espectro de diseño que propone el RCDF es para estructuras que no tienen deformaciones inelásticas importantes; sin embargo, permite que éstas sean reducidas por un factor de comportamiento Q' . Este factor es una función de la ductilidad que presenta la estructura, es decir, de la capacidad de disipación de energía sísmica que tenga. Existen dos expresiones para conocer el valor de Q' , que son:

$$\begin{array}{ll} Q' = Q & \text{Para: } T \text{ desconocida y } T \geq T_a \\ Q' = 1 + (T/T_a) \cdot (Q-1) & \text{Para: } T < T_a \end{array}$$

PLANOS ESTRUCTURALES.

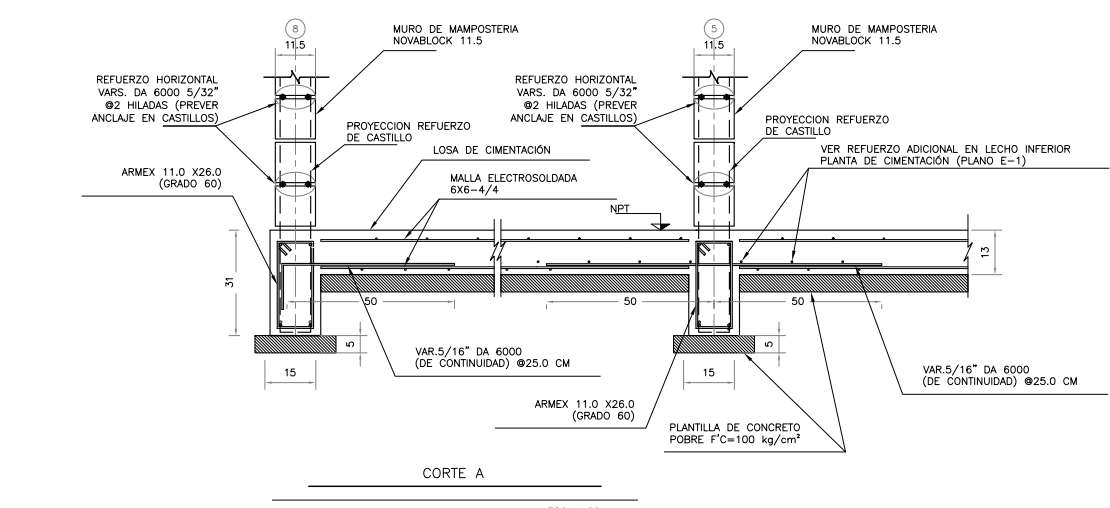
PLANO E-1 (PLANTA DE CIMENTACIÓN).

PLANO E-2 (PLANTA DE CIMENTACIÓN, COMPLEMENTARIO).

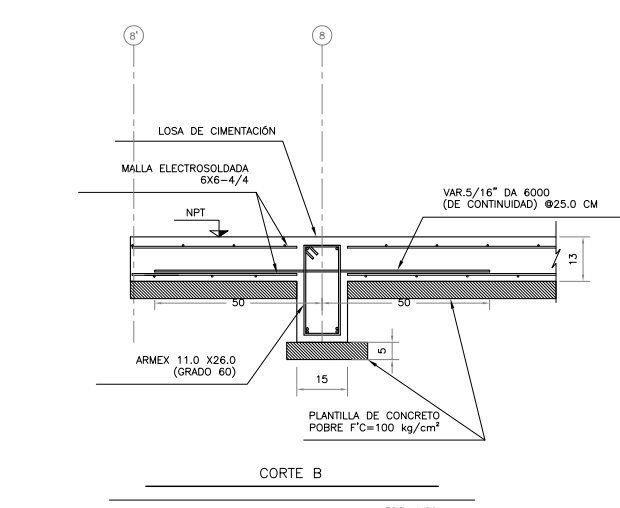
PLANO E-3 (PLANTA TIPO, NIVEL 1 Y NIVEL 2).

PLANO E-4 (PLANTA TIPO, COMPLEMENTARIO Y ESCALERAS).

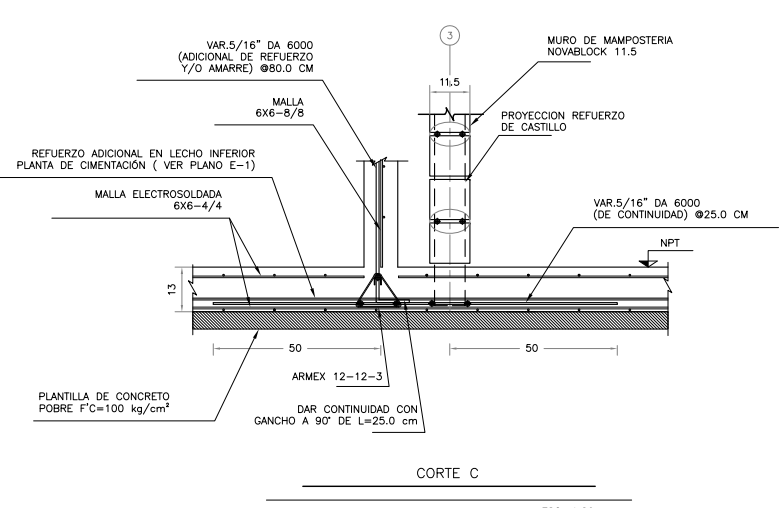
PLANO E-5 (PLANTA DE AZOTEA).



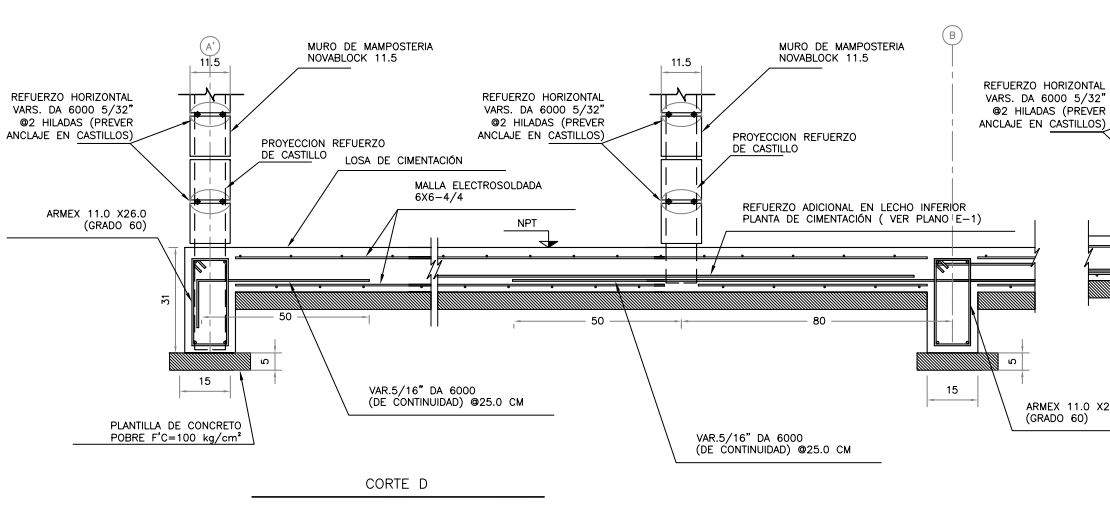
CORTE A
ESC. 1:20



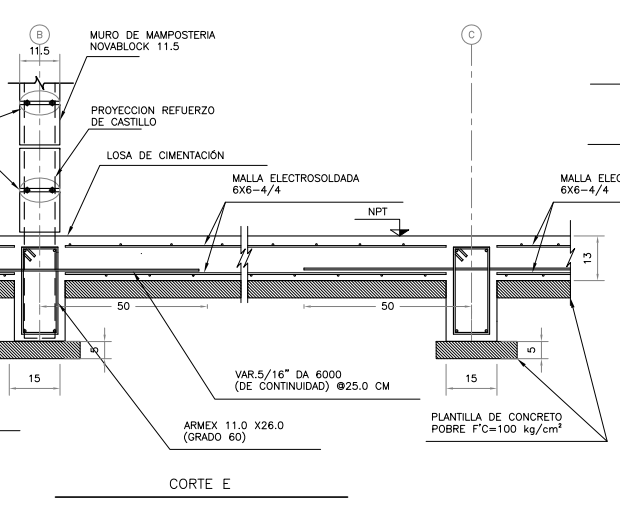
CORTE B
ESC. 1:20



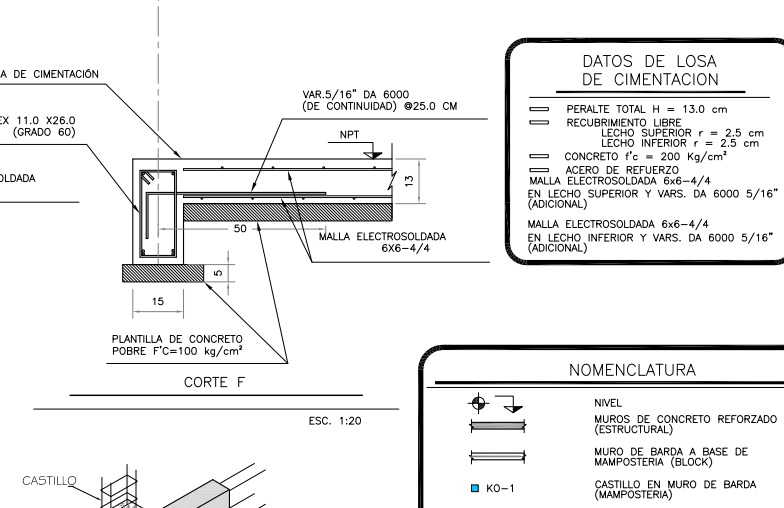
CORTE C
ESC. 1:20



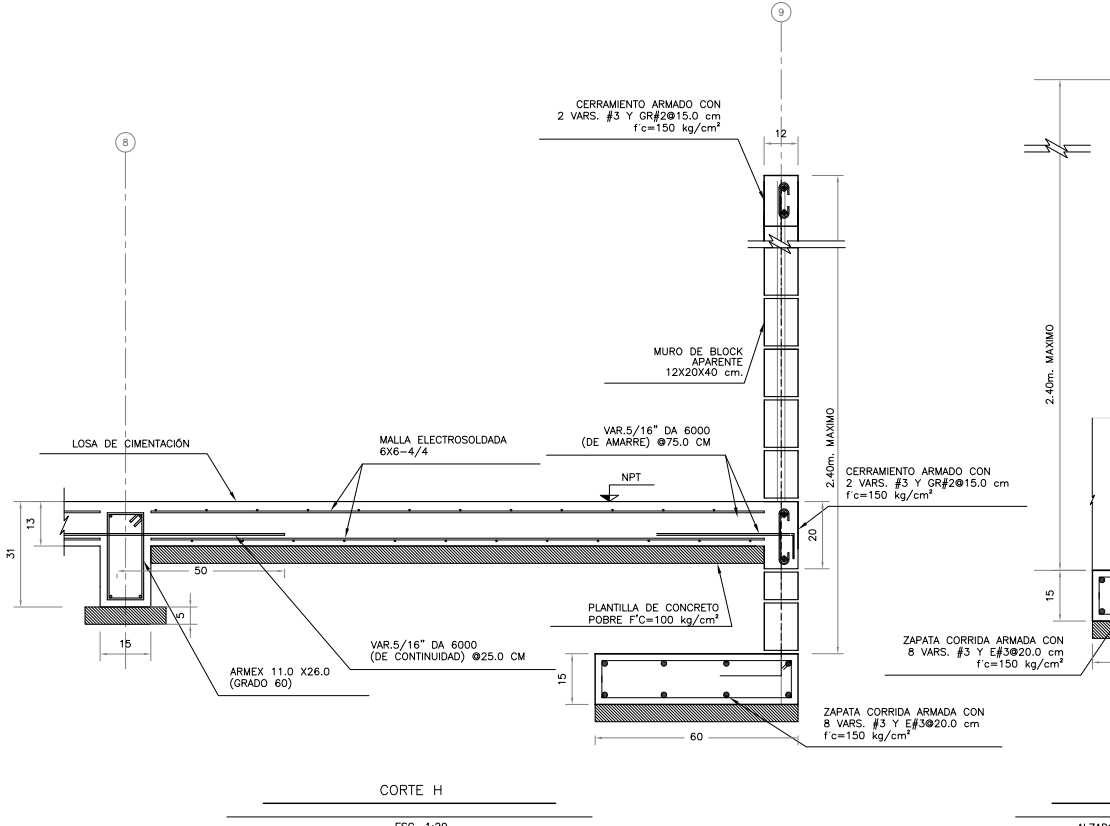
CORTE D
ESC. 1:20



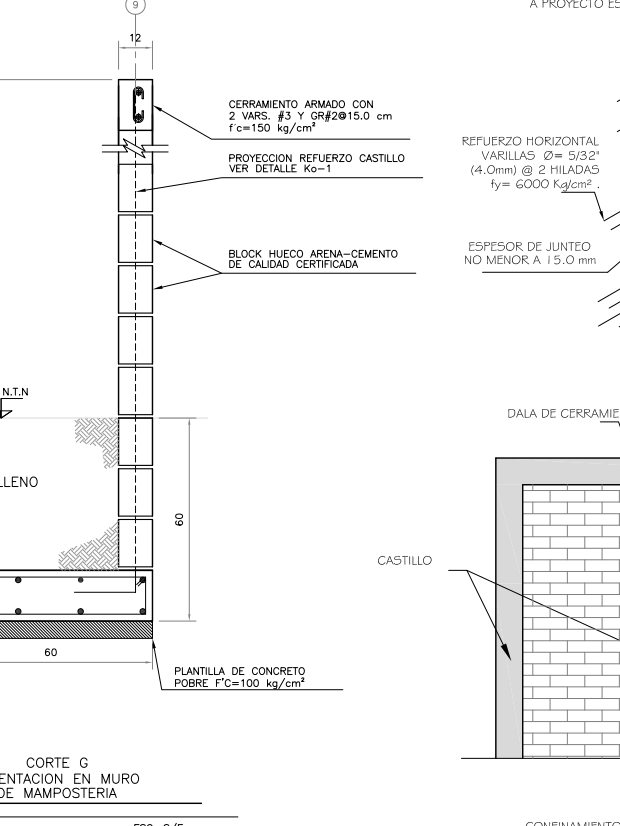
CORTE E
ESC. 1:20



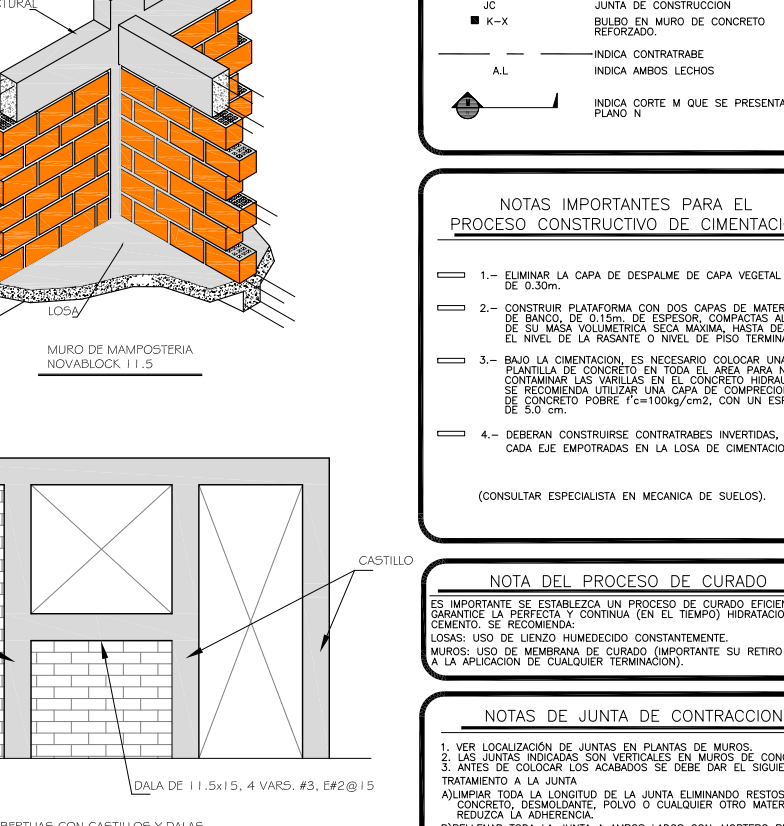
CORTE F
ESC. 1:20



CORTE H
ESC. 1:20



CORTE G
ALZADO ESC. S/E



CORTE I
CONFINAMIENTO EN ABERTURAS CON CASTILLOS Y DALAS

DATOS DE LOSA DE CIMENTACION	
PERALTE TOTAL H = 13.0 cm	
RECUBRIMIENTO LIBRE	
LECHO SUPERIOR r = 2.5 cm	
LECHO INFERIOR r = 2.5 cm	
CONCRETO f'c = 200 Kg/cm²	
ACERO DE REFUERZO	
MALLA ELECTROSOLDADA 6x6-4/4 EN LECHO SUPERIOR Y VARS. DA 6000 5/16" (ADICIONAL)	
MALLA ELECTROSOLDADA 6x6-4/4 EN LECHO INFERIOR Y VARS. DA 6000 5/16" (ADICIONAL)	

NOMENCLATURA	
	NIVEL
	MUROS DE CONCRETO REFORZADO (ESTRUCTURAL)
	MURO DE BARRA A BASE DE MAMPOSTERIA (BLOCK)
	CASTILLO EN MURO DE BARRA (MAMPOSTERIA)
	NIVEL DE PISO TERMINADO
	JUNTA DE CONSTRUCCION
	BULBO EN MURO DE CONCRETO REFORZADO.
	INDICA CONTRABRASE
	INDICA AMBOS LECHOS
	INDICA CORTE M QUE SE PRESENTA EN PLANO N

NOTAS IMPORTANTES PARA EL PROCESO CONSTRUCTIVO DE CIMENTACION	
	1.- ELIMINAR LA CAPA DE DESPALME DE CAPA VEGETAL DE 0.30m.
	2.- CONSTRUIR PLATAFORMA CON DOS CAPAS DE MATERIAL DE BANCO, DE 0.15m. DE ESPESOR, COMPACTAS AL 90% DE SU MASA VOLUMETRICA SECA MAXIMA, HASTA DEJAR EL NIVEL DE LA RASANTE O NIVEL DE PISO TERMINADO.
	3.- BAJO LA CIMENTACION, ES NECESARIO COLOCAR UNA PLANTILLA DE CONCRETO EN TODA EL AREA PARA NO CONTAMINAR LAS VARILLAS EN EL CONCRETO HIDRAULICO. SE RECOMIENDA UTILIZAR UNA CAPA DE COMPRESION DE CONCRETO POBRE f'c=100kg/cm², CON UN ESPESOR DE 5.0 cm.
	4.- DEBERAN CONSTRUIRSE CONTRABRASES INVERTIDAS, EN CADA EJE EMPOTRADAS EN LA LOSA DE CIMENTACION.

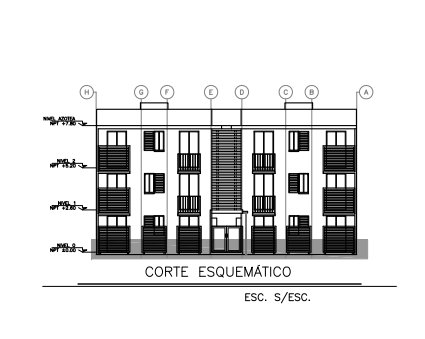
(CONSULTAR ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS).

NOTA DEL PROCESO DE CURADO	
ES IMPORTANTE SE ESTABLEZCA UN PROCESO DE CURADO EFICIENTE QUE GARANTICE LA PERFECTA Y CONTINUA (EN EL TIEMPO) HIDRATACION DEL CEMENTO. SE RECOMIENDA:	
LOSAS: USO DE LIENZO HUMEDECIDO CONSTANTEMENTE.	
MUROS: USO DE MEMBRANA DE CURADO (IMPORTANTE SU RETIRO PREVIO A LA APLICACION DE CUALQUIER TERMINACION).	

NOTAS DE JUNTA DE CONTRACCION	
1. VER LOCALIZACION DE JUNTAS EN PLANTAS DE MUROS.	
2. LAS JUNTAS INDICADAS SON VERTICALES EN MUROS DE CONCRETO. TRATAMIENTO A LA JUNTA	
3. ANTES DE COLOCAR LOS ACABADOS SE DEBE DAR EL SIGUIENTE TRATAMIENTO A LA JUNTA	
AJUSTAR TODA LA LONGITUD DE LA JUNTA ELIMINANDO RESTOS DE CONCRETO, DESMOLDANTE, POLVO O CUALQUIER OTRO MATERIAL QUE REDUZCA LA ADHERENCIA:	
BIRELLENAR TODA LA JUNTA A AMBOS LADOS CON MORTERO PROCES DE LATEX. MARCA "BASF".	

NOTAS GENERALES

- ACOTACIONES EN CENTIMETROS. NIVELES EN METROS.
- PARA DIMENSIONES GENERALES Y DETALLES, CONSULTESE LOS PLANOS ARQUITECTONICOS RESPECTIVOS Y EN CASO DE DISCREPANCIA CON LOS ESTRUCTURALES, SOLICITASE ACLARACION AL PROYECTISTA DE LA ESTRUCTURA.
- NO SE PODRAN MODIFICAR LAS DIMENSIONES NI ARMADOS DE LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES, SIN LA AUTORIZACION POR ESCRITO DEL PROYECTISTA DE LA ESTRUCTURA.
- MATERIALES
 - CONCRETO PARA ELEMENTOS DEL SISTEMA DE PISO (LOSA, CERRAMIENTOS Y TRABES).
RESISTENCIA-----f'c=200 kg/cm² (CLASE I)
MODULO DE ELASTICIDAD (MINIMO)---Ec=10,000 √f'c = 141,420 kg/cm²
PARA MUROS:
RESISTENCIA-----f'c=150 kg/cm² (CLASE I)
MODULO DE ELASTICIDAD (MINIMO)---Ec=10,000 f'c = 122,470 kg/cm²
CON TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO GRUESO DE 19 mm (3/4")
LIMITAS EL SEQUECIMIENTO A 12 cm. (MINIMO) Y EN 14 MAXIMO) GARANTIZADO, QUE LA RELACION AGUA CEMENTO NO SEA SUPERIOR A 0.60, ADICIONALMENTE LA RELACION GRAVA-ARENA NO DEBERA SER MENOR A 1.3.
 - ACERO:
PARA VARILLAS #3 Y MAYORES-----ESFUERZO DE FLUENCIA fy=4,200 kg/cm²
MALLA ELECTROSOLDADA-----fy=5,000 kg/cm²
VARILLA DE ALTA RESISTENCIA-----fy=5,000 kg/cm²
REFUERZO TIPO ARMEX-----fy=5,000 kg/cm²
- RECUBRIMIENTOS LIBRES.- EXCEPTO CUANDO SE INDICA OTRO VALOR:
CONTRABRASES-----2.0 cm.
CERRAMIENTO-----2.0 cm.
LOSA DE ENTREPISO-----2.0 cm.
BULBOS Y CASTILLOS-----2.0 cm.
TRABES-----2.0 cm.
LOSA DE CIMENTACION-----LECHO SUPERIOR-----2.5 cm.
LECHO INFERIOR-----2.5 cm.
- PARA EL DECOMBADO DE MUROS LA RESISTENCIA MINIMA SERA 50 kg/cm². Y PARA EL CASO DE LOSA LA RESISTENCIA MINIMA SERA 80 kg/cm².
- ACERO DE REFUERZO
 - TODAS LAS VARILLAS LONGITUDINALES SE DEBERAN ANCLAR EN LOS ELEMENTOS DE APOYO MEDIANTE UN TRAMO RECTO, CON UN GANCHO A 90° O BIEN CON UN GANCHO A 180° DE ACUERDO CON LAS LONGITUDES ESTABLECIDAS POR LAS NTC-DF-2004.
 - LOS TRASLAPES SE DEBERAN HACER DE ACUERDO CON LO ESTABLECIDO EN LAS NTC-DF-2004.
 - SIMBOLOGIA:
ANCLAJE PERPENDICULAR AL PLANO DEL DIBUJO.
ANCLAJE EN EL PLANO DEL DIBUJO.
ESTAS DIRECCIONES PODRAN SER MODIFICADAS O INVERTIDAS SI ASI CONVINIERA EL PROCESO.
INDICA CORTE DE LA VARILLA DE UN MISMO LECHO.
- LOS ANCLAJES SIEMPRE SE DEBERAN HACER A PAÑOS EXTREMOS COMO SE INDICA ESQUEMATICAMENTE EN LOS SIGUIENTES DIBUJOS.



VIVIENDA 55m2

UBICACION: ATTITALAQUIA, ESTADO DE HIDALGO

CLIENTE: CONSTRUYENDO TU PATRIMONIO

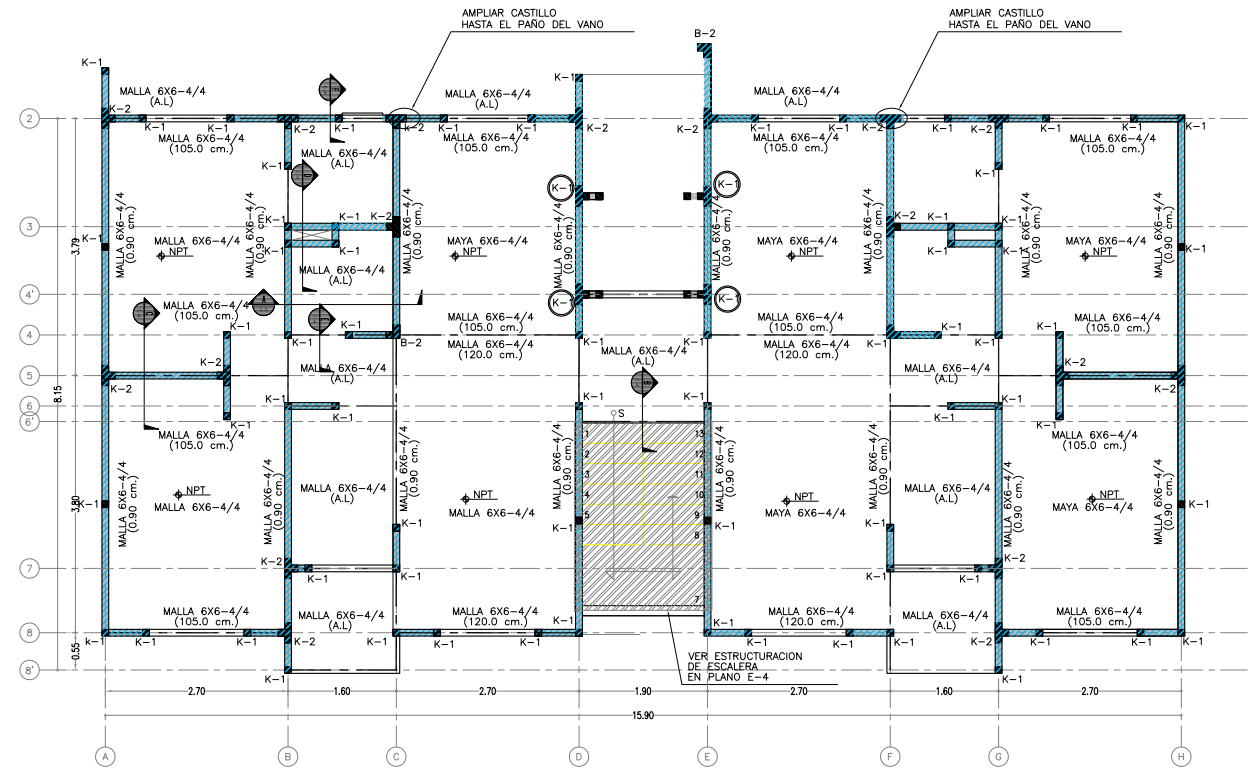
PLANO: PLANTA DE CIMENTACION COMPLEMENTARIO

FECHA: 8-01-13

ESCALA: INDICADAS DIBUJO: P. S. A.

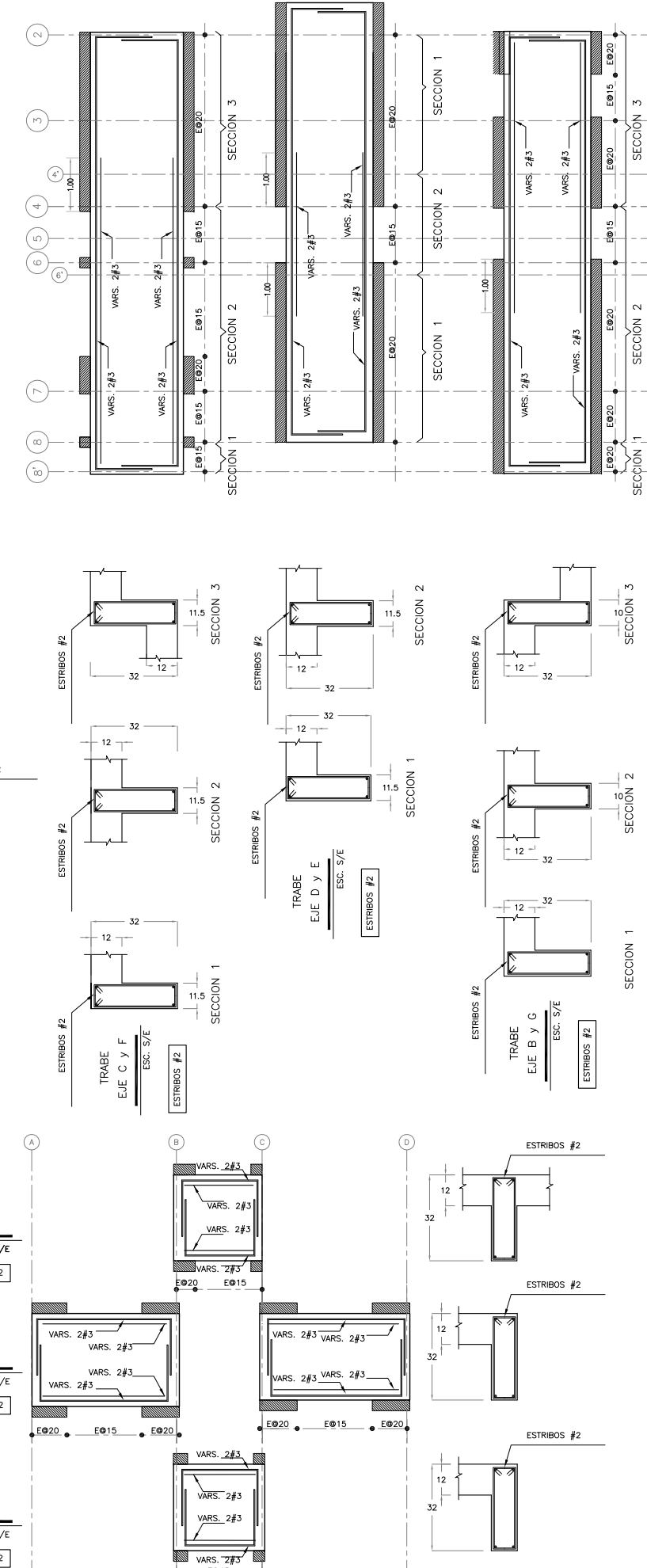
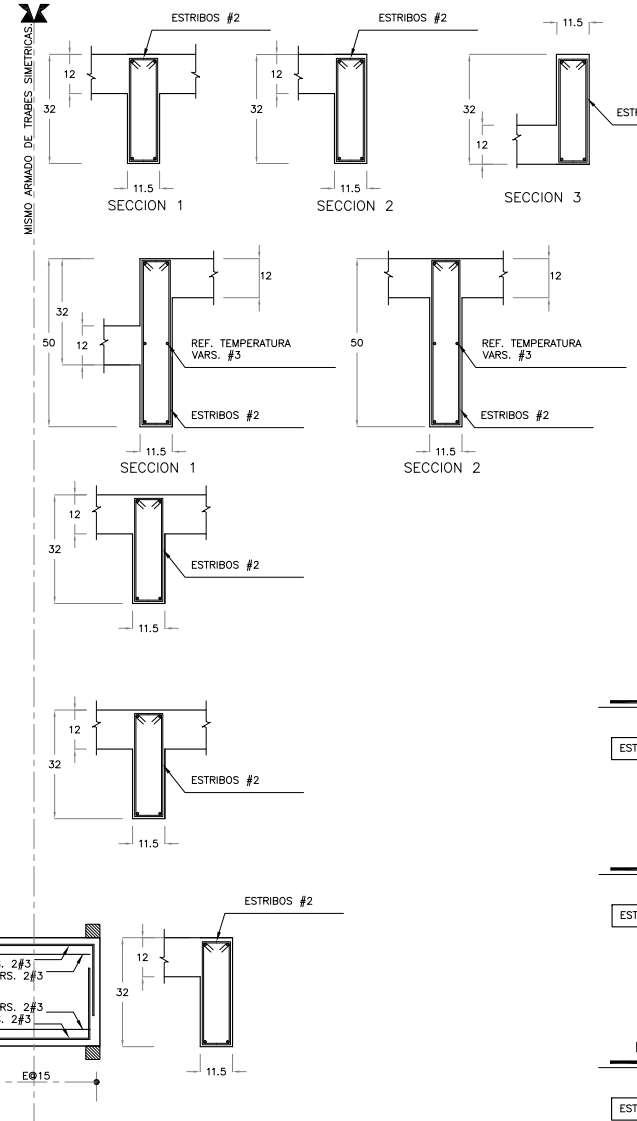
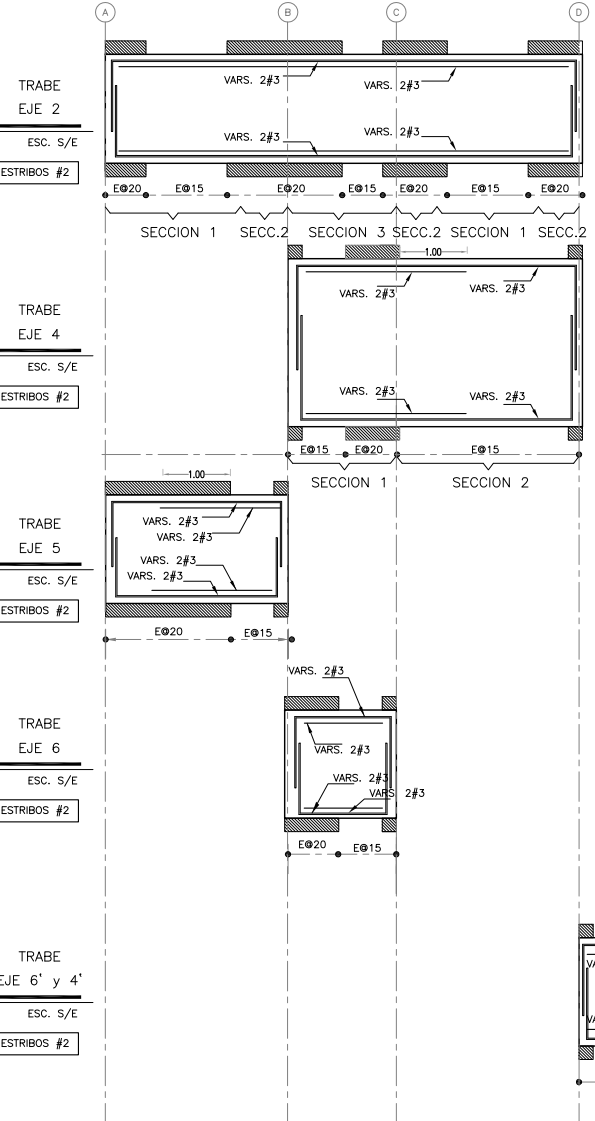
DISENO: P. S. A. REVISO:

No. DE PLANO: **E - 2**



PLANTA TIPO (NIVEL 1 Y NIVEL 2)

ESC. 1:100



NOTAS IMPORTANTES PARA LOSAS MACIZAS

- ES MUY IMPORTANTE QUE DURANTE EL COLADO EL ACERO DE REFUERZO PERMANEZCA EN LA POSICION DE PROYECTO. PARA ELLO SE RECOMIENDA EL USO DE SILLETAS Y VARILLAS SECUNDARIAS DE AMARRE.
- LA LOSA DEBERA PERMANECER CUBRIDA EL TIEMPO ESTIPULADO EN LAS ESPECIFICACIONES DE OBRA.
- LAS LOSAS SE ARMARAN CON DOBLE PARRILLA CONTINUA E INDEPENDIENTE DE ACUERDO CON LAS ESPECIFICACIONES DE LAS NOTAS GENERALES Y LOS DETALLES DE ARMADO.
- LA LOSA DEBERA SER COLADA CON UN PULIDO INTEGRAL, NO PODRA COLOCARSE UN FIRME PARA ARMADO DE LOSAS.
- DEBERA CUMPLIRSE CON LA POSICION Y SEPARACION INDICADA EN PLANTA.
- ACERO DE REFUERZO EN LOSAS:
 - PARA EL LECHO SUPERIOR: EL ACERO DEL CLARO CORTO SE DEBERA COLOCAR POR ENCIMA DEL CORRESPONDIENTE AL CLARO LARGO.
 - PARA EL LECHO INFERIOR: EL ACERO DEL CLARO CORTO SE DEBERA COLOCAR POR DEBAJO DEL CORRESPONDIENTE AL CLARO LARGO.
- CRITERIO PARA ARMADO DE LOSAS: EL ACERO DE REFUERZO SERA CONTINUO EN AMBOS LECHOS CUANDO EL CLARO SEA MENOR 2.50 m. EN LOSA DE ENTREPISO Y 3.00 m. EN LOSA DE CIMENTACION.
- (VER INDICACION EN PLANTAS)
 - VAR. (A) SEPARACION Y DIAMETRO DE BASTONES COLOCADOS EN EL LECHO SUPERIOR DE LOSA DE ENTREPISO. (VER INDICACION EN PLANTAS)
 - VAR. (B) SEPARACION Y DIAMETRO DE BASTONES COLOCADOS EN EL LECHO INFERIOR DE LOSA DE ENTREPISO.
 - VAR. (C) SEPARACION Y DIAMETRO DE VARILLAS COLADAS EN LECHO INFERIOR DE LOSA.
- L1= LONGITUD DEL BASTON (L1 = L/4)
- L2= DISTANCIA DONDE SE INTERRUMPE EL BASTON (L2 = L/5)
- NOTA: ES IMPORTANTE PARA EVITAR DESPERDICIOS QUE LA LONGITUD L1 Y L2 SE AJUSTEN EN LO POSIBLE A MULTIPLOS DE 12
- INDICA CORTE DE VARILLA (NO BALLONETA)
- SI COMIENSA AL PROCESO CONSTRUCTIVO LA LOSA PODRA ARMARSE CON DOBLE PARRILLA

NOMENCLATURA

- NIVEL
- MUROS DE CONCRETO DESPLANTADO EN NIVEL INFERIOR
- MURO DE CONCRETO QUE SE DESPLANTA EN ESTE NIVEL
- NPT: NIVEL DE PISO TERMINADO
- JC: JUNTA DE CONSTRUCCION
- INDICA TRABE
- BULBOS EN MUROS DE CONCRETO REFORZADO
- NO CONTINUA AL SIGUIENTE NIVEL
- CON CARACTERISTICAS SIMILARES A LOS DEL NIVEL INMEDIATO INFERIOR.
- NACE EN ESTE NIVEL
- CONTINUA DEL NIVEL INMEDIATO INFERIOR Y CAMBIA DE FORMA

DATOS DE LOSA ENTREPISO

- PERALTE TOTAL H = 12.0 cm.
- RECUBRIMIENTO LIBRE LECHO SUPERIOR r = 2.0cm.
- LECHO INFERIOR r = 2.0 cm.
- CONCRETO f'c = 200 Kg/cm².
- ACERO DE REFUERZO MALLA ELECTROSOLDADA 6x6-4/4 fy=5,000 kg/cm².

NOTA DEL PROCESO DE CURADO

ES IMPORTANTE SE ESTABLEZCA UN PROCESO DE CURADO EFICIENTE QUE GARANTICE LA PERFECTA Y CONTINUA (EN EL TIEMPO) HIDRATACION DEL CEMENTO. SE RECOMIENDA:

LOSAS: USO DE LIENZO HUMEDECIDO CONSTANTEMENTE.

MUROS: USO DE MEMBRANA DE CURADO (IMPORTANTE SU RETIRO PREVIO A LA APLICACION DE CUALQUIER TERMINACION).

ARMADO DE LOSAS

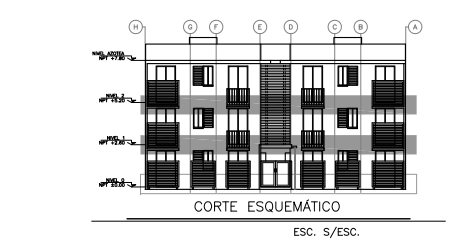
LECHO SUPERIOR

(A) INDICA EL TIPO DE ARMADO EN EL LECHO SUPERIOR.

(L) INDICA LA LONGITUD DEL CORTE RESPECTO AL EJE EN EL LECHO SUPERIOR; CUANDO NO SE INDICA (L) SE CONSIDERA QUE NO EXISTE CORTE (ARMADO CONTINUO)

(B) INDICA EL TIPO DE ARMADO EN EL LECHO INFERIOR

NOTA: EN LOSAS MACIZAS TODAS LAS PARRILLAS EN EL LECHO INFERIOR SERAN CORRIADAS.



VIVIENDA 55m2

UBICACION: ATITALAQUIA, ESTADO DE HIDALGO

CLIENTE: CONSTRUYENDO TU PATRIMONIO

PLANO: PLANTA TIPO NIVEL 1 Y NIVEL 2

FECHA: 8-01-13

ESCALA: INDICADAS DIBUJO: P. S. A.

DISEÑO: P. S. A. REVISO:

No. DE PLANO: **E - 3**

