



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

**"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO
IRREGULAR, APLICANDO LOS MÉTODOS ESTÁTICO Y
DINÁMICO"**

DESARROLLO DE UN CASO PRÁCTICO

Que presenta:

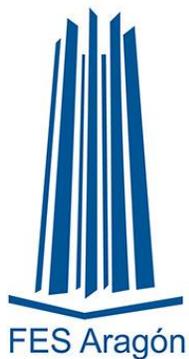
ALAN MAURICIO LUNA MANJARREZ

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

DIRECTOR DE PROYECTO

ING. MARCOS MOLINA ELVIRA



Ciudad Nezahualcóyotl, Estado de México, 2018



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central

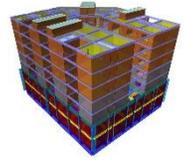


UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



DEDICATORIA

A MI MADRE

Por todos los esfuerzos y enormes sacrificios hechos para garantizar nuestro bienestar, por tus desvelos y preocupaciones, por tu incondicional presencia en todos los aspectos de nuestra vida y, esencialmente, por ser tú. No existe nada en este mundo terrenal que baste para expresarte mi gratitud. Gracias.

A MI NOVIA

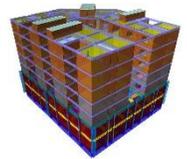
Por ser mi amiga, mi confidente y mi compañera en esta gran aventura llamada vida. Por brindarme siempre tu incondicional apoyo y señalar sin miedo mis errores. Gracias por tantos momentos especiales, por las memorias, por las risas, pero sobre todo, gracias por estar a mi lado.

A MI HERMANA

Porque sin importar cuánto te has desviado en la búsqueda de tu identidad y felicidad, siempre serás ese divino resplandor que despreocupó mi infancia.

A MIS SOBRINOS

A ustedes que son la nueva luz que ilumina a la familia y a quienes quiero como si fueran míos. Equilibren muy bien su felicidad con la responsabilidad, y tengan siempre la seguridad de que estaré presente cada que me necesiten.



AGRADECIMIENTOS

Al Ing. Miguel Ángel González Vitte.

Por darme la oportunidad de desenvolverme dentro de la ingeniería civil, por los conocimientos compartidos y las múltiples enseñanzas.

Al Arq. Guillermo Sánchez

Por facilitarme y permitirme desarrollar su proyecto en este documento.

Al Ing. Marcos Molina

Por su gran dedicación a la enseñanza y a compartir el conocimiento con todos sus alumnos, por el tiempo prestado, la paciencia y la amistad.

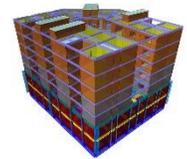
A la UNAM

Por haber sido mi segunda casa por más de 8 años, por todos los conocimientos, amigos, experiencias y memorias que me permitió cosechar dentro de sus instalaciones.

A los Orcos y demás colegas.

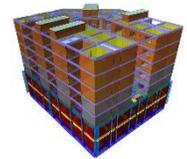
Por atenuar mi estancia en la universidad y por las tantas memorias que me llevo a su lado. Que la ingeniería se encargue de reunirnos de nuevo, como profesionistas.

A todos aquellos que la vida ha puesto en mi camino, porque, sin duda, todos han dejado en mí una lección y han colaborado, de manera indirecta, en la formación de la persona que soy actualmente.

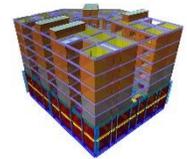


INDICE

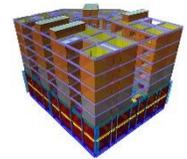
OBJETIVO	7
INTRODUCCIÓN	8
MARCO TEÓRICO	9
Concreto simple	9
Características esfuerzo-deformación del concreto simple.	10
Concreto reforzado.	12
Acero de refuerzo.	12
Ventajas del concreto reforzado como material estructural	13
Desventajas del concreto reforzado como material estructural	14
Comportamiento y modos de falla de elementos de concreto reforzado.	15
Carga axial de compresión.....	15
Carga axial de tensión.....	17
Cortante.....	18
Flexión.....	20
Flexocompresión.....	23
Torsión.....	24
Agrietamiento.	26
Losas de vigueta y bovedilla.	28
Propiedades de los materiales.	30
Propiedades del concreto.....	30
Propiedades del acero de refuerzo.....	30
Propiedades de las bovedillas.....	31
Procedimiento de construcción.....	31
Mampostería	33
Modos de falla de la mampostería.	36
Falla por flexión.....	37
Falla de corte por deslizamiento.....	37
Falla por cortante.....	38



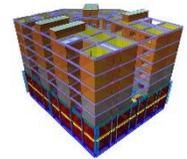
Falla por aplastamiento por compresión diagonal.....	38
MEMORIA DESCRIPTIVA.....	40
DATOS TÉCNICOS.....	48
Normatividad y reglamento.....	48
Clasificación según RCDF-2004.....	48
Criterios de diseño.....	50
Vida útil.....	50
Estructuración.....	50
Idealización.....	51
Condiciones de Regularidad.....	52
Características de los materiales.....	56
Concreto.....	56
Acero de refuerzo.....	57
Mampostería.....	57
Vigueta y bovedilla.....	58
Mecánica de suelos.....	58
Coeficiente sísmico.....	58
Estratigrafía.....	59
Solución de cimentación.....	63
Mejoramiento del desplante.....	63
Capacidad de carga.....	63
Asentamientos.....	63
Módulo de reacción.....	64
PARÁMETROS DE ANÁLISIS Y DISEÑO.....	65
Análisis de cargas.....	65
Estimación de Cargas.....	66
Cargas por sismo.....	68
Factor de comportamiento sísmico.....	68
Corrección por irregularidad.....	69
Zonificación sísmica.....	70
ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO.....	72
Análisis Sísmico Estático.....	72



Valuación de las fuerzas sísmicas sin estimar el periodo fundamental del edificio.	75
Valuación de las fuerzas sísmicas estimando el periodo fundamental del edificio.....	77
Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral.	84
Espectro de respuesta.....	85
Espectros de respuesta elástica.....	86
Espectros de respuesta inelástica.....	87
Espectros de diseño.....	87
Espectro de Diseño Sísmico Según NTCS-04.....	88
FLUJO DE TRABAJO Y MODELADO EN ETABS	92
Descripción del programa.	92
Flujo de trabajo	93
Generar los ejes de trabajo.....	93
Revisión de los sistemas de unidades.....	93
Definición de materiales.....	93
Definición de Secciones transversales. (Elementos frame)	94
Definición de Secciones transversales. (Elementos Shell)	95
Muros.....	95
Generar el Espectro de Diseño.....	95
Casos de carga.....	96
Combinaciones de carga.....	98
Definición de diafragmas rígidos.....	99
Definición de la Masa.....	100
Proceso de Dibujo del modelo.	100
Trazo de elementos Frame.....	100
Trazo de Muros.....	101
Trazo de Sistemas de piso.....	101
Asignación de propiedades.	102
Asignación de Diafragmas rígidos.....	102
Asignación de cargas.....	102
Revisión del modelo.....	103
RESPUESTA ESTRUCTURAL	106



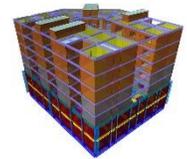
Desplazamientos horizontales de la estructura.	107
Centros de masa y rigidez.	108
Modos de vibrar y periodos.	108
Participación modal de la masa.	111
Revisión del cortante basal.	114
Modificaciones.	116
REVISIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.	117
Estados límite de Servicio.	117
Revisión de desplazamientos verticales.	117
Revisión de desplazamientos laterales.	119
Estados límite de Falla.	121
Revisión de diseño de trabes a Flexión y Cortante.	121
Chequeo por agrietamiento en vigas.	128
Revisión de Muros de Mampostería confinada.	130
Revisión de Muros de Concreto.	134
Revisión de contratrabes y losas de cimentación.	138
Revisión y diseño de losas.	141
Revisión de columnas.	147
COMPARACIÓN DE RESULTADOS.	160
Cortante basal.	160
Periodo fundamental de la estructura.	160
CONCLUSIONES Y COMENTARIOS.	162
BIBLIOGRAFÍA.	164
APÉNDICES.	166
Memoria fotográfica.	166



OBJETIVO

Aplicar los conocimientos teórico-prácticos, adquiridos durante los años de formación profesional, para el análisis y diseño de una edificación en concreto armado y mampostería confinada, que brinde la seguridad necesaria ante condiciones de servicio y accidentales que se presenten dentro y fuera de la estructura.

A lo largo de este documento se utilizarán los criterios de diseño, establecidos en las Normas Técnicas Complementarias y en el reglamento de construcción del Distrito Federal del 2004. Además, se hará una breve descripción del uso de softwares utilizados para el análisis de la respuesta de la edificación ante acciones estáticas y dinámicas. Se emplearan dichos programas para realizar el modelado analítico, correr el análisis y, de igual manera, se hará el diseño estructural de estructura.



INTRODUCCIÓN

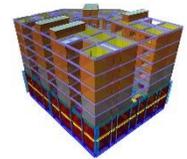
A continuación, se expone el desarrollo de un proyecto estructural de un edificio proyectado para uso habitacional ubicado en el número 56 de la Calle Plomeros, en las inmediaciones del centro de la Ciudad de México.

Dentro del presente documento se hallarán, como breve introducción, algunos conceptos básicos directamente relacionados con el comportamiento de estructuras de concreto reforzado, mampostería confinada y del sistema de piso denominado vigueta y bovedilla, todo con la finalidad de facilitar al lector la completa comprensión de este escrito. Se resaltan los tres sistemas mencionados ya que son quienes conformarán la estructura.

El uso de programas computacionales para realizar el análisis estructural será clave, y es por tal motivo que en el desarrollo se haga una breve mención de los procedimientos y la correcta asignación de valores, coeficientes, propiedades y características de los elementos que forman parte de la edificación.

En el cuerpo del texto se incluirán también todos los parámetros necesarios como el factor de comportamiento sísmico, las acciones por sismo, cargas muertas y vivas, combinaciones de carga, factores de resistencia, el desarrollo del análisis sísmico estático y obtención del cortante basal, así como las hojas de cálculo como comprobación del diseño de los elementos estructurales.

Como elemento final, se incluyen los planos estructurales a fin de que el lector pueda visualizarlos y tener una mejor imagen de lo que sería el edificio.



MARCO TEÓRICO

*"Una construcción u obra puede concebirse como un sistema, entendiéndose por sistema un conjunto de subsistemas y elementos que se combinan en forma ordenada para cumplir con determinada función."*¹

Tal función debe ser llevada a cabo con un aceptable grado de seguridad, un óptimo comportamiento en condiciones normales de servicio y uno eficiente ante las accidentales.

Además, se debe procurar que exista la armonía entre todos los subsistemas componentes, como lo son, su arquitectura, estructuración e instalaciones. Todos estos interactúan de modo que en su diseño debe tenerse en cuenta la relación que existe entre ellos. Otras necesidades a cubrir son los costos de la edificación, los cuales deben procurarse de modo que queden dentro del presupuesto destinado para tal obra.

Concreto simple

El concreto es un material pétreo artificial producto de la mezcla, en proporciones determinadas, de arena, grava, roca triturada u otros agregados unidos en una masa rocosa por medio de una pasta de cemento y agua. En ocasiones se agregan aditivos a la mezcla con la finalidad de cambiar algunas características, tales como la ductilidad, durabilidad, el tiempo de fraguado, así como la trabajabilidad de la mezcla.

El peso volumétrico del concreto, por lo general, es elevado con respecto al peso de otros materiales usados frecuentemente

¹ Roberto Meli, 2000, "Diseño Estructural", México, editorial Limusa, pág. 15

en la construcción, éste se toma de entre 1.9 t/m^3 y 2.5 t/m^3 , dependiendo de los agregados pétreos que se utilicen.

Características esfuerzo-deformación del concreto simple.

La resistencia a la compresión ($f'c$) del concreto se determina por medio del ensaye a la falla de prismas, sujetos a carga axial uniformemente repartida, sobre toda su área transversal. Las medidas del prisma están normalizadas a una relación altura-diámetro igual a dos y la edad del concreto es a 28 días. Los valores del esfuerzo resultan el cociente de la carga total aplicada, P , y el área de la sección transversal del cilindro, A , y representan valores promedio obtenidos bajo la hipótesis de que la distribución de deformaciones es uniforme y de que las características esfuerzo-deformación son constantes en toda la masa. El valor de la deformación unitaria, $\%$, es la relación entre el acortamiento total, a , y la longitud de medición, l .

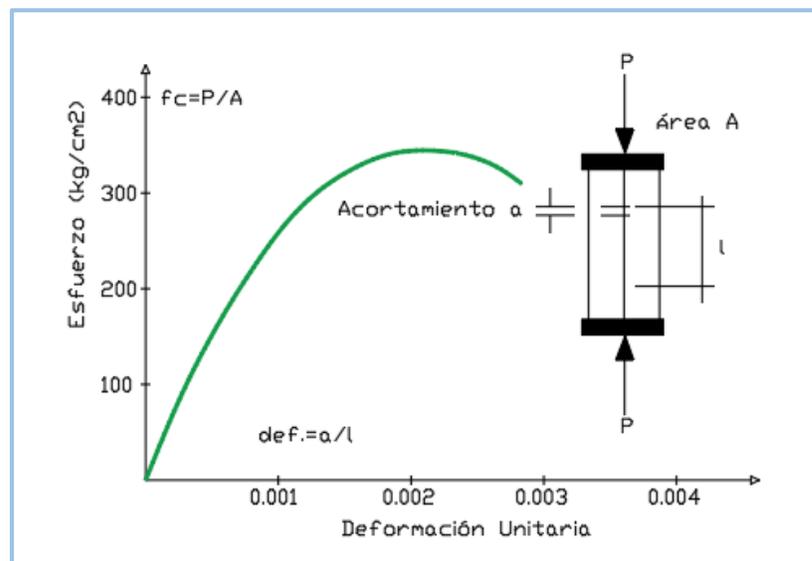


Fig. 1.1 Ensaye de compresión simple en un cilindro de concreto.

Las curvas esfuerzo-deformación de la figura 1.2 representan los resultados obtenidos de pruebas de compresión en cilindros estándares de concreto simple de distintas resistencias, desarrolladas a 28 días.

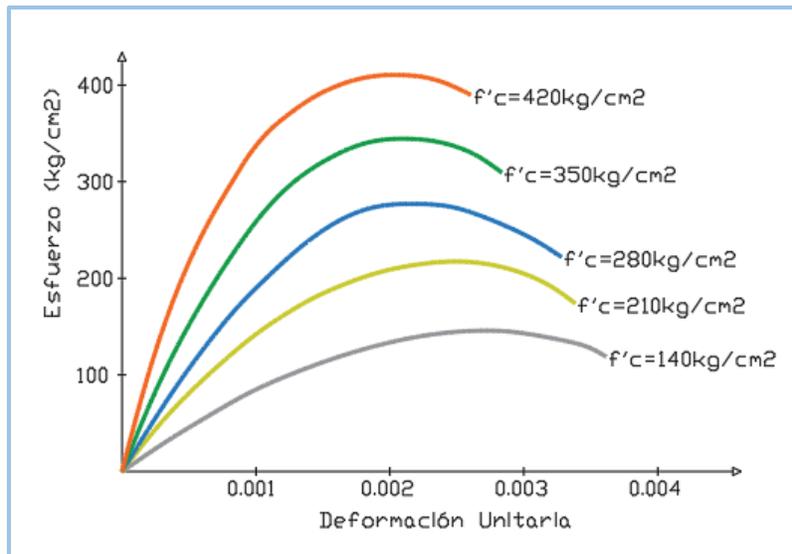
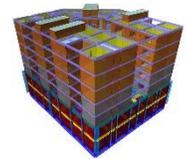


Fig. 1.2 Curvas esfuerzo-deformación para concretos con diferentes $f'c$. (Elaboración propia 2017)

Observando las curvas podemos resaltar los siguientes puntos:

- Las curvas muestran un comportamiento lineal mientras la carga crece de cero a poco menos de la resistencia última del concreto.
- Rebasando el mencionado intervalo, el comportamiento de la gráfica deja de ser lineal. La escases de linealidad ocasiona algunos problemas en el análisis estructural ya que el comportamiento de las estructuras no siempre es lineal bajo esfuerzos mayores.
- Es importante observar que todos los concretos, independientemente de sus $f'c$, alcanzan sus resistencias últimas bajo deformaciones unitarias de aproximadamente 0.002.



- Las curvas muestran un comportamiento hasta sus puntos de ruptura bajo deformaciones unitarias entre 0.003 y 0.004. Por este motivo, las NTCDyCEC fijan el límite de falla del concreto en 0.003.
- Debe resaltarse también que los concretos con baja resistencia, $f'c$, son menos frágiles que los de resistencia alta. Esto no demuestra que los concretos de baja resistencia tendrán un comportamiento dúctil.

Concreto reforzado.

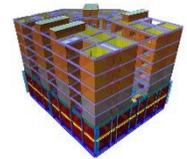
"El concreto reforzado es una combinación de concreto y acero en la que el refuerzo de acero proporciona la resistencia a la compresión y se usa en columnas, así como en otros miembros estructurales [...]"²

El concreto tiene una alta resistencia a la compresión, pero contrariamente, una resistencia muy baja a la tensión. Dicha característica limita su aplicabilidad como material estructural, es por tal motivo que el concreto requiere refuerzo de acero para elevar su resistencia a la tensión.

Acero de refuerzo.

El acero es usado, generalmente, en las estructuras de concreto en forma de varillas o de malla soldada de alambre. Las varillas pueden ser lisas o corrugadas. Las varillas corrugadas, que tienen protuberancias en sus superficies para aumentar la adherencia entre el concreto y el acero, se usan en casi todas las aplicaciones. Las varillas no lisas no se usan con frecuencia, excepto como estribos.

² Jack McCormac y Russell H. Brown, 2011, *"Diseño de Concreto Reforzado"*, México, Alfaomega Grupo Editor, pág. 1

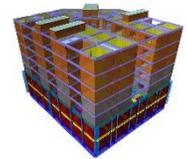


Las mallas de alambre se usan con mayor frecuencia como refuerzo para losas, pavimentos, cascarones y en elementos que no tienen suficiente espacio para proporcionar el recubrimiento necesario del concreto que se requiere para las varillas regulares de refuerzo. La malla se hace con alambres estirados en frío, colocados en dos direcciones ortogonales y soldados en los puntos de intersección.

Ventajas del concreto reforzado como material estructural

El concreto es uno de los materiales más utilizados e importantes dentro de la construcción. El éxito de dicho material en las construcciones de todo el mundo se debe a algunas de las ventajas que enumeraremos a continuación.

- 1. "Tiene una resistencia considerable a la compresión por unidad de costo en comparación con muchos otros materiales.*
- 2. El concreto reforzado tiene gran resistencia a las acciones del fuego y el agua y, de hecho, es el mejor material estructural que existe para los casos en que el agua esté presente. Durante incendios de intensidad media, los miembros con un recubrimiento adecuado de concreto sobre las varillas de refuerzo sufren sólo daño superficial.*
- 3. Las estructuras de concreto son muy rígidas.*
- 4. Requiere de poco mantenimiento.*
- 5. Comparado con otros materiales tiene una larga vida de servicio. Bajo condiciones apropiadas, las estructuras de concreto reforzado pueden usarse indefinidamente sin reducción en sus capacidades de carga. Esto puede explicarse por el hecho de que la resistencia del concreto no disminuye con el tiempo, sino que en realidad aumenta*

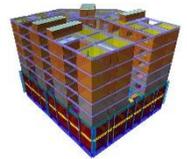


con los años, debido al largo proceso de solidificación de la pasta de cemento.

6. Es prácticamente el único material económico disponible para zapatas, losas de piso, muros de sótano, pilares y construcciones similares.
7. Una característica especial del concreto es la posibilidad de colarlo en una variedad extraordinaria de formas que van desde simples losas, vigas y columnas, hasta grandes arcos y cascarones.
8. En muchas regiones, el concreto aprovecha para su elaboración la existencia de materiales locales baratos (arena, grava y agua) y requiere cantidades relativamente pequeñas de cemento y acero de refuerzo, las cuales puede ser necesario conseguir en otras regiones del país.
9. Se requiere de mano de obra de baja calificación para su montaje, en comparación con otros muchos materiales, como el acero estructural."

Desventajas del concreto reforzado como material estructural

1. "El concreto tiene una resistencia muy baja a la tensión, por lo que requiere el uso de un refuerzo de tensión.
2. Se requieren cimbras para mantener el concreto en posición hasta que se endurezca lo suficiente. Además, pueden requerirse obras falsas o apuntalamiento para apoyar la cimbra de techos, muros, pisos y estructuras similares hasta que los miembros de concreto adquieren suficiente resistencia para soportarse por sí mismos. La obra falsa es muy cara [...] Debe ser claro que cuando se trata de mejorar el costo de las estructuras de concreto reforzado, el factor principal reside en la reducción del costo de la cimbra.



3. *La baja resistencia por unidad de peso de concreto conduce a miembros pesados. Esto se vuelve muy importante en estructuras de gran claro en donde el gran peso muerto del concreto tiene un fuerte efecto en los momentos flexionantes. Pueden usarse agregados ligeros para reducir el peso del concreto, pero el costo del concreto aumenta.*
4. *Similarmente, la baja resistencia por unidad de volumen del concreto implica que los miembros serán relativamente grandes, lo que es de una considerable importancia en edificios altos y en estructuras de grandes claros.*
5. *Las propiedades del concreto varían ampliamente debido a las modificaciones en su proporción y mezclado. Además, el colado y curado del concreto no son tan cuidadosamente controlados como la producción de otros materiales; por ejemplo, el acero estructural y la madera laminada.”³*

Comportamiento y modos de falla de elementos de concreto reforzado.

Carga axial de compresión

Con la finalidad de ejemplificar el comportamiento de elementos sujetos a carga axial, observaremos la figura 1.3 (González Cuevas, 2005), donde se muestran las curvas típicas que se obtienen de ensayos en columnas relativamente cortas. Los ensayos se realizan en columnas con baja relación de esbeltez ya que éstas muestran un mejor desempeño de su resistencia.

³ *Ibid.* Pág. 3

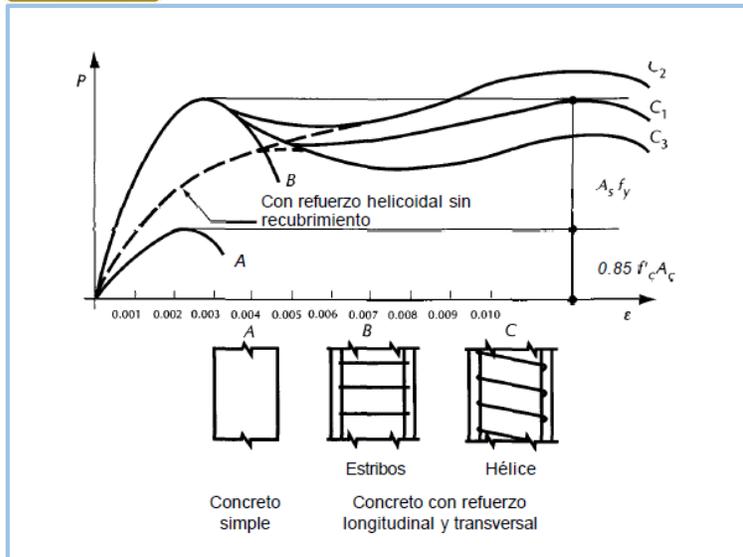


Fig. 1.3 Curvas carga-deformación unitaria de columnas bajo compresión axial. (González Cuevas, 2005)

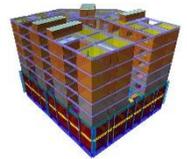
La curva A corresponde a un espécimen de concreto simple. El comportamiento puede apreciarse similar a las curvas de la figura 1.2, donde la carga máxima se alcanza a una deformación unitaria de 0.002. Se hace correcto estimar la resistencia máxima igual a:

$$\rho_0 = 0.85f'cA_c$$

La curva B pertenece a un espécimen de concreto con refuerzo longitudinal y transversal donde se puede observar que existe una gran diferencia en resistencia con respecto a la curva A. esto se debe a la contribución aportada por el refuerzo longitudinal a la compresión. Es aceptable calcular el valor de la resistencia máxima de un prisma de concreto reforzado con refuerzo longitudinal con la siguiente expresión:

$$\rho_0 = 0.85f'cA_g + A_s f_y$$

Podemos apreciar, además, en las curvas C, que el comportamiento de un espécimen con refuerzo longitudinal y



helicoidal, es similar al de la curva B, pero con diferencias en las curvas una vez alcanzado un primer esfuerzo máximo a una deformación de 0.002. Dependiendo de las características del refuerzo helicoidal, se podrá alcanzar un segundo esfuerzo máximo pero, a consecuencia, se generarán deformaciones considerablemente altas, como se observa en la C2. Si, por el contrario, las características de la hélice no son suficientes, jamás se alcanzarán cargas como las del primer esfuerzo máximo. La resistencia de estos especímenes será calculada con las próximas ecuaciones:

$$\rho_0 = 0.85f'cA_g + A_c f_y \quad (\text{Primer máximo})$$

$$\rho_0 = 0.85f'cA_g + A_s f_y + 2\rho_s A_c \quad (\text{Segundo máximo})$$

La línea punteada dibuja el comportamiento de un elemento con refuerzo longitudinal y helicoidal pero sin recubrimiento. Se hace evidente la diferencia en resistencia.

Podemos concluir que la resistencia axial de un elemento de concreto reforzado está directamente relacionado con tres factores: el concreto del núcleo, el acero longitudinal y el refuerzo transversal.

Carga axial de tensión

Como se mencionó previamente; el concreto es un material débil ante esfuerzos de tensión. En estos casos la resistencia de un elemento se toma como un factor del área de acero de refuerzo y su esfuerzo de fluencia. Cabe resaltar que la fuerza admisible de tensión de un elemento de concreto reforzado está determinada por el agrietamiento y no por la resistencia.

Cortante

La fuerza cortante en un elemento de concreto provoca el desarrollo de esfuerzos de tensión, con cierto ángulo de inclinación, con respecto al eje longitudinal del elemento. Dichos esfuerzos pueden provocar la falla del elemento en estudio a una carga menor a aquella que genere la falla a flexión.

El comportamiento real de las vigas con refuerzo en el alma es aún incomprendido a pesar de las múltiples teorías que abundan de dicho tema. La teoría más usada durante los últimos años es la analogía de la armadura, donde se supone que un elemento de concreto con sección rectangular y refuerzo por cortante actúa como una armadura estáticamente determinada de cuerdas paralelas con nudos articulados. A pesar de que la mencionada analogía ha sido empleada durante años, no brinda una descripción correcta de la manera en que se transmiten las fuerzas cortantes.

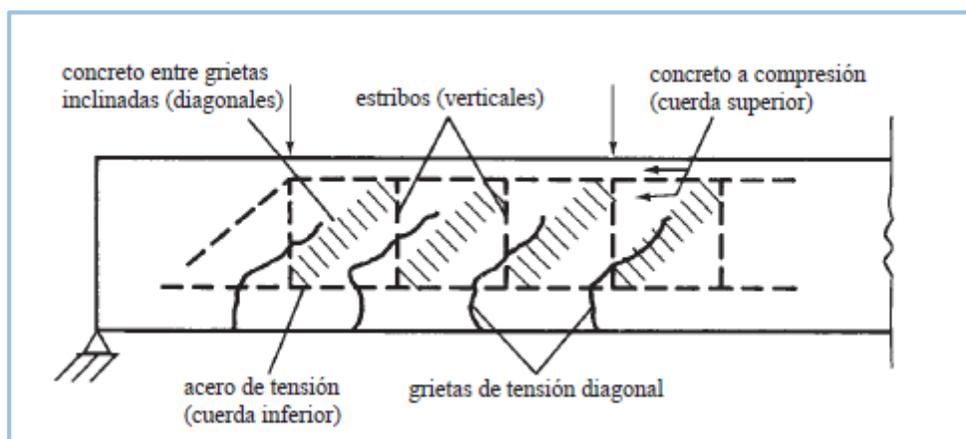
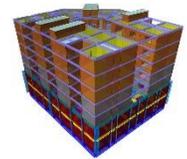


Fig. 1.4. Analogía de la Armadura. (McCormac, 2011)

El comportamiento bajo carga de elementos con refuerzo en el alma, es similar al de una viga sometida a flexión hasta la aparición de las primeras grietas inclinadas. Estas grietas



serán visibles en elementos con bajo refuerzo a cortante ante cargas similares con que ocurren en elementos del mismo tamaño sin refuerzo. A partir de la aparición de las grietas, el refuerzo por cortante se hará presente restringiendo el crecimiento de éstas. Si se tiene el refuerzo necesario, las grietas serán pequeñas y de poca consideración y el elemento fallará a flexión.

Luego de la aparición de grietas de cortante, sólo podrá ser transferida una porción pequeña del cortante a través de la grieta. Cuando existe tal esfuerzo, el refuerzo en el alma mantiene juntas las piezas de concreto, en ambos lados de la grieta, evitando la separación. Se obtienen así beneficios como:

1. El acero que pasa a través de las grietas toma el cortante directamente.
2. El refuerzo impide que se amplíen las grietas y facilita la transferencia del esfuerzo cortante a través de las grietas.
3. Los estribos alrededor del núcleo de concreto actúan como aros y así aumentan la resistencia y la ductilidad de la viga.
4. El mantener unido el concreto en ambos lados de las grietas ayuda a impedir que las grietas se muevan hacia la zona de compresión del elemento.

En la figura 1.5, mostrada a continuación, se observan los tres principales tipos de falla por cortante.

- a) Tensión diagonal: La grieta inclinada puede aparecer, sin señales previas, y extenderse inmediatamente hasta provocar el colapso de la pieza como lo muestra el inciso a de la figura 1.5.

- b) Compresión por cortante: Cuando el agrietamiento inclinado se desarrolla gradualmente y el colapso de la pieza se produce por el aplastamiento de la zona de compresión en el extremo de la grieta inclinada, al reducirse considerablemente la zona disponible para soportar los esfuerzos de compresión originados por flexión.
- c) Adherencia por cortante: Donde la resistencia se alcanza cuando se presentan extensos agrietamientos longitudinales al nivel del acero de tensión, simultáneos con un aplastamiento ligero en la zona de compresión en el extremo de la grieta inclinada.

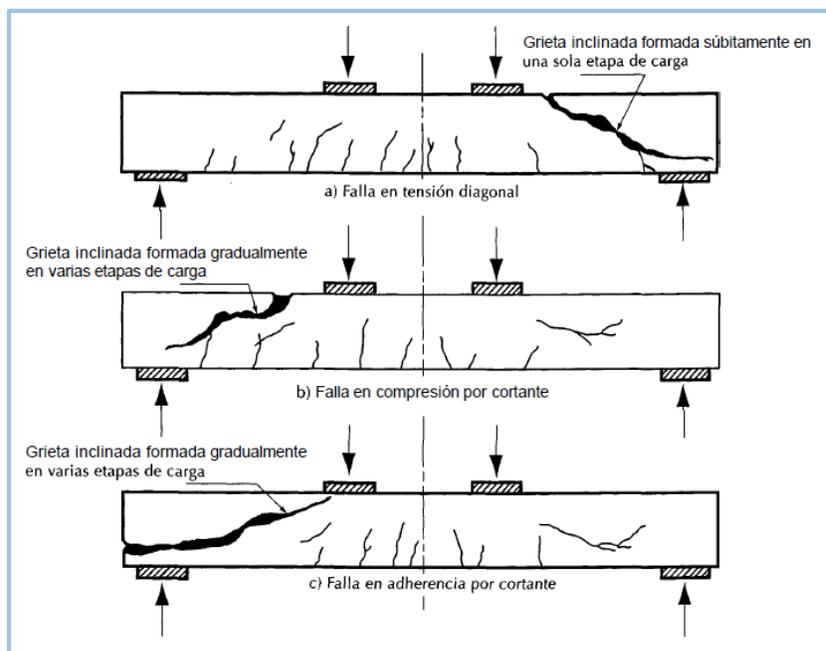


Fig. 1.5. Tipos de falla donde predomina la fuerza cortante. (González Cuevas, 2005)

Flexión

Es común encontrar elementos estructurales que trabajen bajo esfuerzos de flexión acompañados por fuerza cortante. Sin embargo, la resistencia a flexión puede estimarse con

suficiente precisión despreciando el efecto de la fuerza cortante. Para realizar un análisis a flexión supondremos que se coloca una carga transversal sobre una viga de concreto con acero a tensión y que dicha carga incrementa gradualmente hasta llegar a la falla del elemento. Durante este proceso se podrán observar tres distintas etapas antes de llegar al colapso; mismas que se describirán brevemente a continuación.

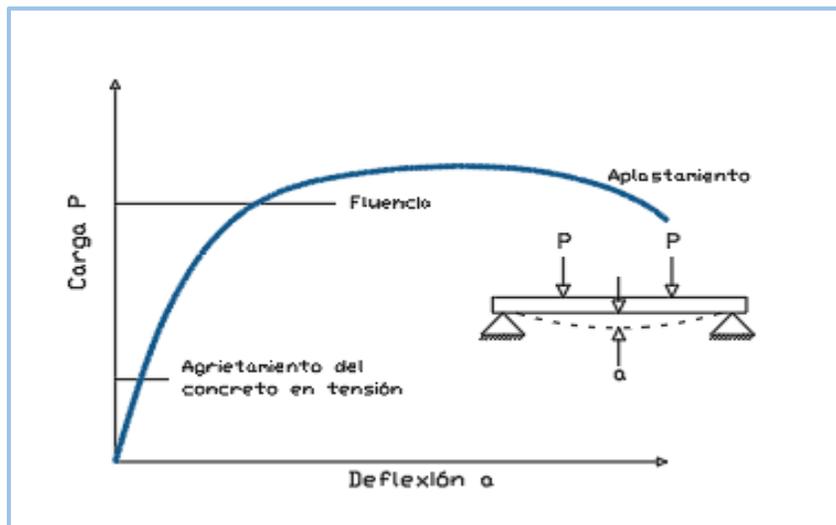


Fig. 1.6. Gráfica carga-deflexión. (Elaboración propia 2017.)

1. Etapa del concreto no agrietado.

Mientras la viga se encuentre bajo cargas pequeñas y los esfuerzos de tensión sean menores al módulo de ruptura del concreto (esfuerzo de tensión por flexión bajo el cual el

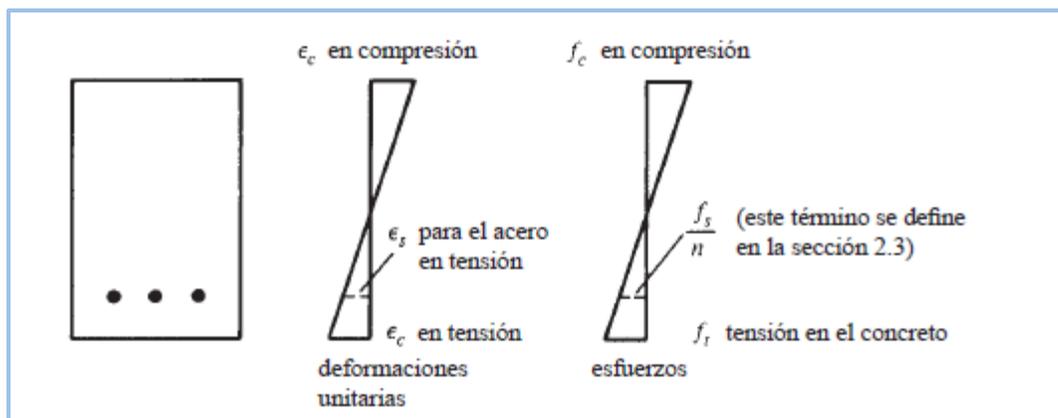


Fig. 1.7. Etapa de concreto no agrietado. (McCormac, 2011)

concreto comienza a agrietarse), la sección transversal del elemento resiste la flexión con compresión en un lado y tensión en el otro.

2. Etapa de esfuerzos elásticos.

Si la carga continúa incrementando luego de superar el módulo de ruptura del concreto, comenzarán a ser visibles grietas en la parte inferior del elemento. Denominaremos como momento de agrietamiento, M_{cr} , cuando los esfuerzos de tensión son iguales al módulo de ruptura y comienzan a verse dichas grietas. Al aumentar la carga, las grietas aumentarán en número, en longitud y en abertura. Dichas grietas se presentaran en lugares donde el momento real es mayor que el momento de agrietamiento.

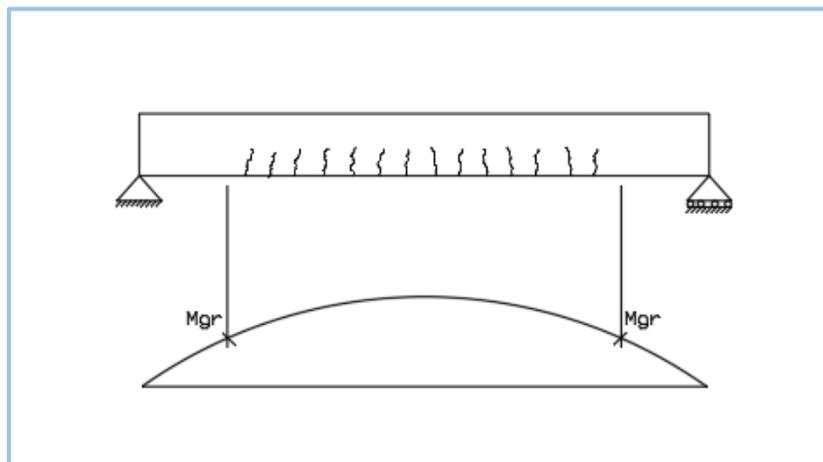


Fig. 1.8. Etapa de esfuerzos elásticos. (Elaboración propia 2017.)

Esta etapa durará siempre que los esfuerzos de compresión en las fibras superiores sean menores a aproximadamente $0.5f'_c$ y mientras el esfuerzo en el acero sea menor que su límite elástico.

3. Etapa de esfuerzos elásticos.

Cuando la carga incrementa y los esfuerzos de compresión resultan mayores que $0.5f'_c$, las grietas de tensión seguirán

su desplazamiento hacia la parte superior de la viga y los esfuerzos de compresión dejarán de ser lineales.

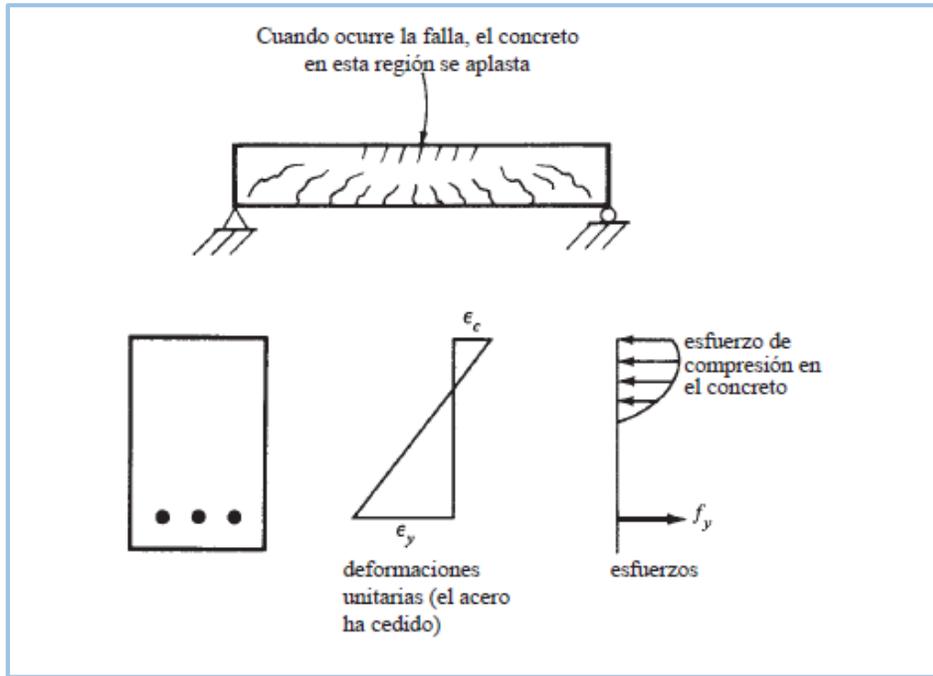


Fig. 1.9. Etapa de esfuerzos elásticos. (González Cuevas, 2005)

Flexocompresión

Todas las columnas están sometidas a flexión y fuerzas axiales, por lo que es preciso diseñarlas para que resistan ambas sollicitudes. Para analizar los modos de falla de elementos bajo flexocompresión, supondremos un elemento como el mostrado en la figura 1.10.

Generalmente, la carga P se aplica a una excentricidad constante, lo cual provoca que todo el espécimen

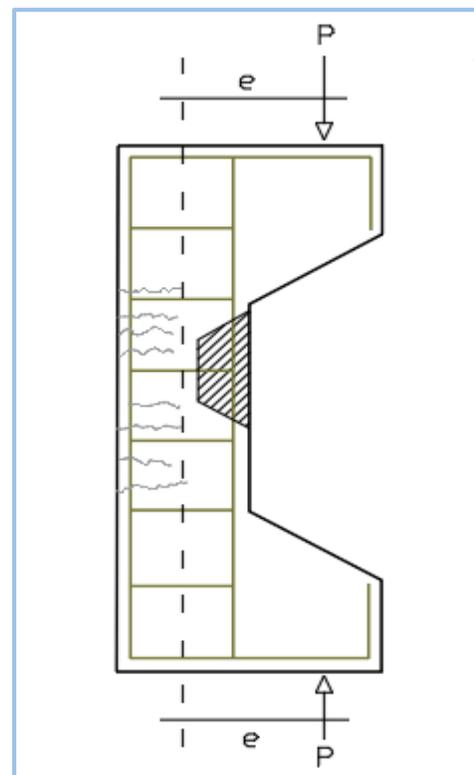
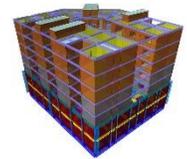


Fig. 1.10. Especimen para ensaye a flexocompresión. (Elaboración propia 2017)



experimente la carga axial y momento flexionante, que crecen en la misma proporción, hasta la falla.

Los elementos bajo flexocompresión fallan, principalmente, de dos modos:

- Falla en compresión.

A este primer modo se llega por el aplastamiento del concreto, donde el acero ha alcanzado su esfuerzo de fluencia en compresión, mientras que el acero del lado opuesto no fluye en tensión.

- Falla en tensión.

La falla se produce cuando el acero de refuerzo llega a su esfuerzo de fluencia antes de que se produzca el aplastamiento del concreto en el lado opuesto (más comprimido) del elemento.

*"El tipo de falla depende esencialmente de la relación entre momento y la carga axial de colapso."*⁴

Cabe resaltar que la medición de las deformaciones indica que estas varían linealmente, es decir, que las secciones se mantienen planas antes y después de la deformación.

Torsión.

La mayoría de las estructuras de concreto están sujetas, en cierto grado, a la torsión y es por ello que los esfuerzos que se generen en un elemento por esta causa deben ser tomados en cuenta para el diseño.

Cuando un miembro de concreto simple está sometido a torsión pura, se agrieta y falla a causa de la tensión diagonal que

⁴ Óscar González y Francisco Robles, 2005, "Aspectos fundamentales del concreto reforzado", México, Editorial Limusa, pág. 129.

generan los esfuerzos de torsión. En tal proceso, la falla comienza con una grieta inclinada a 45° , respecto al eje longitudinal de la viga, formada en una de las caras mayores del prisma. Esta grieta se expande rápidamente a las demás caras y finalmente la falla ocurre por aplastamiento en la cara mayor opuesta.

En la figura 1.11 puede apreciarse la inclinación de las grietas en las caras mayores y el ángulo de inclinación de las mismas.

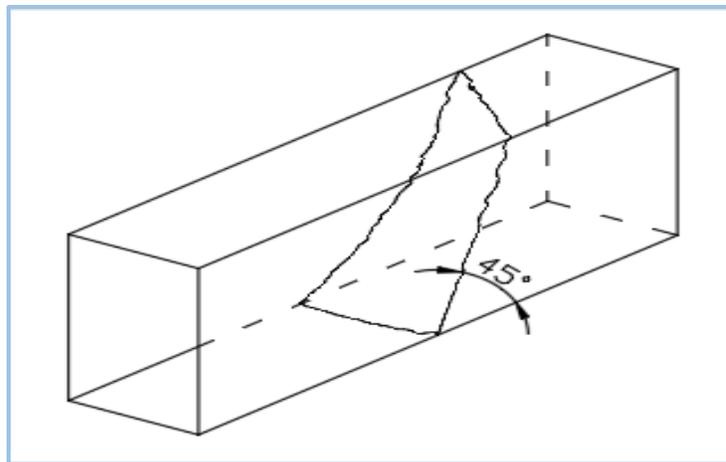
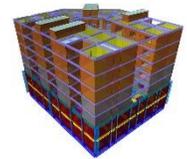


Fig. 1.11 Superficie de falla de una viga de concreto simple a Torsión. (Elaboración propia 2017.)

El comportamiento y modo de falla ante torsión pura de un elemento de concreto simple y otro de concreto reforzado longitudinalmente, no varía. Es por eso que si el acero longitudinal no se combina junto con acero transversal, no se considera un refuerzo eficiente contra la torsión.

En vigas con refuerzo longitudinal y transversal, el comportamiento es regido por el agrietamiento y se divide en dos partes; una previa y otra posterior a él. El comportamiento previo al agrietamiento es parecido al del concreto simple; los esfuerzos en el acero, tanto longitudinal como transversal,



son muy pequeños y las primeras grietas aparecen en una de las caras mayores. Cuando esto ocurre, da inicio la segunda etapa, donde el giro y los esfuerzos en todo el acero de refuerzo aumentan rápidamente, además, el momento externo es ahora resistido por el acero y el concreto en conjunto.

Cuando se alcanza la resistencia, el concreto de la cara mayor del elemento, opuesta a la cara donde se inició el agrietamiento, se aplasta, y el acero puede fluir o no, dependiendo de su porcentaje. De aquí se pueden distinguir tres tipos de elementos:

- Subreforzados: Donde fluyen tanto el acero longitudinal como el transversal.
- Sobreforzados: En los que el concreto se aplasta antes de que fluya el refuerzo.
- Parcialmente sobreforzados: En aquellos donde sólo fluye el acero longitudinal o el transversal.

Agrietamiento.

Como consecuencia de la limitada resistencia a la tensión del concreto, los elementos formados con el mencionado material tienden a agrietarse. Las causas del agrietamiento son diversas y generalmente son ocasionadas por cambios volumétricos, esfuerzos de tensión, momentos flexionantes y fuerzas cortantes.

Las grietas deben ser controladas por el riesgo que corre el acero de ser corroído, además de que un elemento estructural agrietado no ofrece un sentimiento de seguridad a los usuarios.

En elementos sujetos a flexión, la formación y el desarrollo de grietas sigue una secuencia expuesta en la figura 1.12. Donde es posible observar que las grietas primarias (1) se

forman hasta el eje neutro a cargas relativamente bajas. Las grietas secundarias se hacen visibles y se extienden hasta una altura menor al eje neutro (2). Se han dado casos donde las grietas secundarias se observan a la altura del refuerzo por flexión (3). Las grietas longitudinales se forman con cargas cercanas a la resistencia del elemento, a la altura del esfuerzo de tensión.

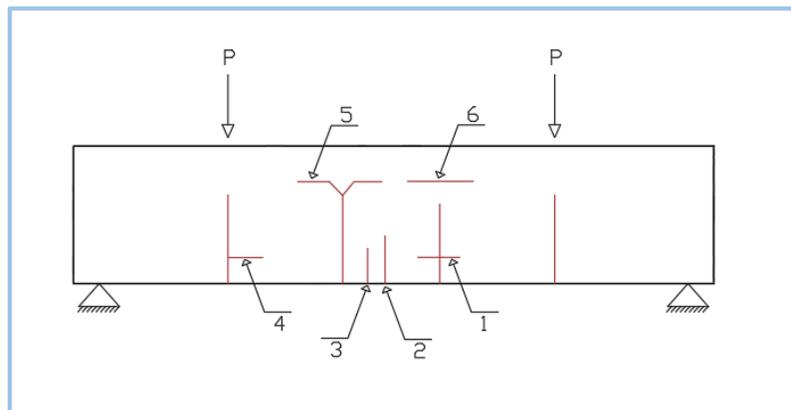


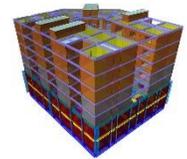
Fig. 1.12 Agrietamiento de un espécimen sujeto a flexión.
(Elaboración propia, 2017)

En ensayos realizados ha sido observado que las grietas primarias se dividen en dos ramas horizontales (5), o que aparecen grietas horizontales a la altura del eje neutro (6). Estas últimas se presentan cuando el elemento está a punto de alcanzar su resistencia.⁵

Gracias a estudios experimentales se puede definir que son cuatro los factores que influyen en el ancho de las grietas.

- o Varillas corrugadas. El uso de varillas lisas aumenta el ancho de las grietas.
- o Espesor de recubrimiento.

⁵ Véase, Bengt Broms, 1965, "Crack Width and Crack Spacing in Reinforced Concrete Members", "en" American Concrete Institute, 62, Octubre, Detroit.



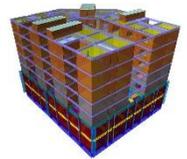
- o Esfuerzo en el acero. Este es el aspecto más importante ya que el ancho de grieta incrementará si el esfuerzo en el acero es mayor.
- o Área de concreto alrededor de las barras. Si se distribuye el acero de refuerzo de manera óptima dentro de dicha área será posible disminuir el ancho de grieta.

Las variables han sido consideradas para predecir los anchos de grieta en distintas fórmulas propuestas por organismos como el Portland Cement Association (P.C.A.), Cement Concrete Association (C.A.C.A.), por la fórmula de Gergely y Lutz, así como la fórmula de Frosch.

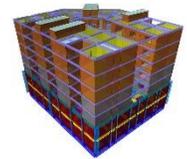
Losas de vigueta y bovedilla.

Las losas de vigueta y bovedilla son un método de construcción de pisos parcialmente prefabricados de concreto. Los elementos prefabricados son las viguetas y las bovedillas, unidos mediante un firme de concreto reforzado con malla electrosoldada, colado en obra sobre los elementos antes mencionados. Algunas de las principales razones por las que este sistema se ha hecho popular en la construcción se enumeran a continuación:

1. *Las viguetas pueden ser acomodadas unas sobre otras, ahorrando espacio y facilitando la limpieza en la obra.*
2. *Reduce el desperdicio de varillas de refuerzo y de concreto, ya que sólo se realiza el colado del firme.*
3. *Ahorro de mano de obra especializada para habilitar la cimbra y el acero de refuerzo.*
4. *Elimina el tiempo de espera en obra que el concreto necesita para alcanzar su resistencia ya que los elementos se construyen en planta.*



5. *Por ser un proceso industrial, es posible lograr un buen control de la calidad de los materiales empleados en la fabricación y del proceso de curado de las viguetas y bovedillas.*
6. *El espacio que ocupa la bovedilla en la losa reduce las demandas de concreto.*
7. *Hay más seguridad en caminar sobre las viguetas que sobre las semiviguetas, ya que en estas últimas se puede quebrar el alma de refuerzo.*
8. *Minimiza las demandas de cimbra de contacto (triplay), empleando sólo elementos de nivelación y apuntalamiento, reduciendo, de esta manera los costos de madera.*
9. *La maniobrabilidad de las viguetas y bovedillas reduce los requerimientos de mano de obra especializada.*
10. *Puede tenerse varios frentes de instalación con lo cual se incrementa la velocidad de construcción.*
11. *Dependiendo del claro se pueden tener elementos autoportantes.*
12. *El presfuerzo en las viguetas logra aumentar la relación claro/peralte en la losa.*
13. *El uso de bovedillas reduce el peso de la losa con el consiguiente ahorro en acero de refuerzo.*
14. *Una losa con un menor peso reduce las demandas sísmicas en los elementos estructurales de la edificación.*
15. *Al conseguir la reducción del peso del sistema de piso, se logra disminuir las demandas en la cimentación, lo que lleva a cimentaciones de menores dimensiones.*
16. *El presfuerzo reduce la aparición de grietas en los elementos.*



17. *Es posible obtener menores desplazamientos verticales debido a la contraflecha que se deja en las viguetas durante su fabricación.”⁶*

Propiedades de los materiales.

Propiedades del concreto.

El concreto usado para la fabricación de las viguetas se caracteriza por ser de mejor calidad y mayor resistencia a la compresión que el concreto colado in situ. Los valores típicos de resistencia en elementos de concreto prefabricados y presforzados varían entre 300 y 500 kg/cm². El hecho de que las resistencias a compresión sean mayores, permite que las secciones reduzcan sus dimensiones, disminuyendo el costo y el peso propio de la losa.

Propiedades del acero de refuerzo.

El acero usado para pretensar viguetas es de alto contenido de carbono, con una resistencia promedio de 17500 kg/cm², también conocido como alambre de presfuerzo. Dichos alambres pueden ser de acabado liso, dentado y tridentado.

La malla electrosoldada posee un esfuerzo nominal de 5000 kg/cm² y es utilizado como refuerzo para la construcción del firme, colado sobre el sistema de vigueta y bovedilla. Las mallas pueden encontrarse de distintos calibres y se utilizan para resistir los esfuerzos por flexión que se presenten, además de evitar los agrietamientos por cambios volumétricos a causa de las variaciones de temperatura.

⁶ R. Betancourt y D. Padilla, 2008, “Manual de diseño estructural de sistemas de piso a base de vigueta pretensada y bovedilla”, México, ANIVIP, pág. 23.

Propiedades de las bovedillas

Las bovedillas son los elementos aligerantes apoyados sobre las viguetas. Estas pueden ser de distintos materiales tales como el concreto ligero, poliestireno o fibra de vidrio y con peraltes variables, dependiendo de las condiciones de carga a las que estará sometido todo el sistema.

Procedimiento de construcción.

1. Se instalan las viguetas a una medida tal que permita la posterior colocación de las bovedillas. Las viguetas deberán ser colocadas sobre elementos niveladores que las soporten o, si descansan directamente sobre muros o trabes, aplanar las zonas previstas para su apoyo. Las viguetas tendrán, como mínimo, una superficie apoyada de 5cm. Consultar las especificaciones del fabricante. Fig. 1.13.

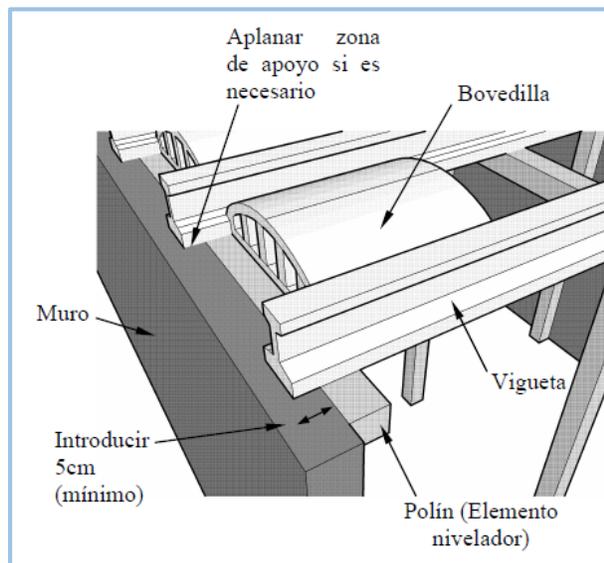


Fig. 1.13 Montaje de Viguetas. (Manual ANIVIP, 2008)

2. Apuntalar las viguetas a una distancia no mayor que la longitud de apuntalamiento (L_a). La cual estará en función del momento resistente del elemento y las acciones gravitacionales por el peso propio. Consultar las especificaciones del fabricante.
3. Alinear las viguetas colocando bovedillas en ambos extremos. Esto, también, con la finalidad de que las bovedillas adicionales no dejen orificios por donde se pueda filtrar el concreto del firme durante el colado del mismo.
4. Ubicar las instalaciones especificadas en proyecto para la edificación, procurando no afectar la integridad de los elementos del sistema de piso.

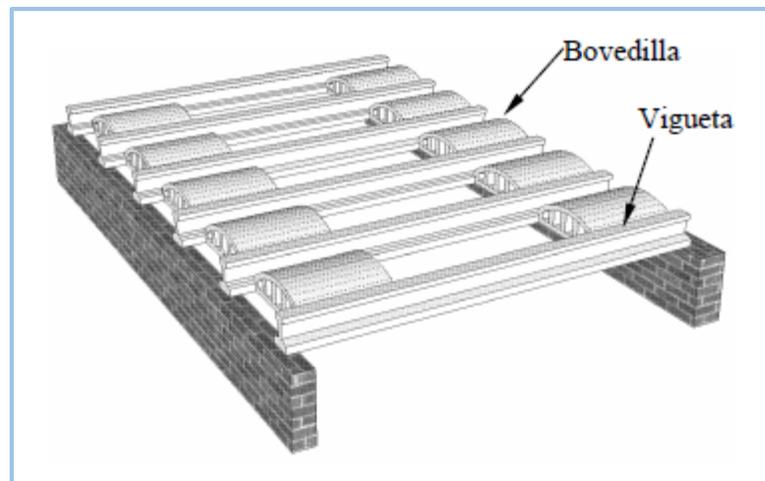


Fig. 1.14 Alineación de Viguetas. (Manual ANIVIP, 2008)

5. Instalar la malla electrosoldada a una distancia de al menos 2 cm sobre la bovedilla, fijándola al acero por momento negativo, para evitar que se deslice durante el colado.
6. Previo al colado, se tendrá que humedecer toda superficie que estará en contacto con el concreto.

7. Colocar el concreto de la losa de compresión repartiéndolo de manera uniforme y vibrándolo, comenzando por las orillas. El concreto fabricado in situ deberá tener una resistencia $f'c$ no menor a 200 kg/cm^2 .

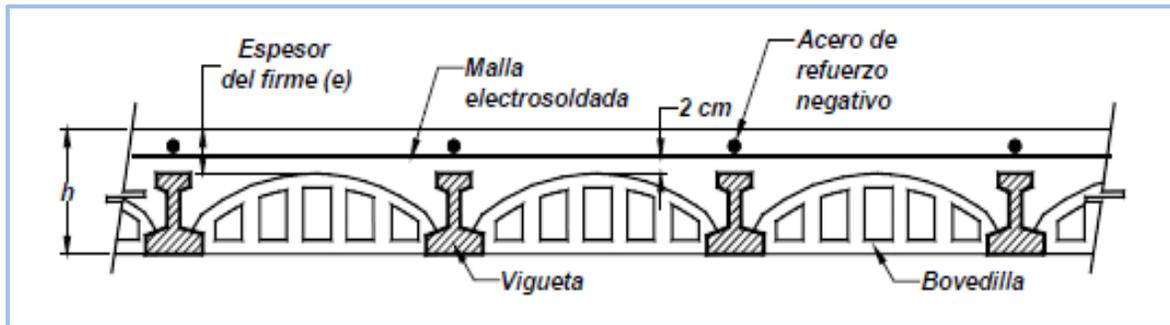


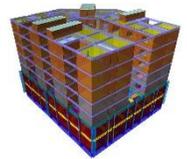
Fig. 1.15 Corte transversal ordinario. (Manual ANIVIP, 2008)

8. Curar la losa y retirar los elementos nivelantes cuando el concreto haya alcanzado una resistencia mayor o igual al 80% del valor de la resistencia de diseño.

Mampostería

El término mampostería abarca distintos tipos de materiales, concebidos en una gama muy extensa de piezas elaboradas de manera artesanal e industrial, lo que ha provocado que las diferencias en sus respectivas propiedades mecánicas sean evidentes. La mampostería, como material de construcción, consiste en la unión de piezas, naturales o artificiales, a través de un elemento aglutinante (generalmente mortero).

La construcción de estructuras con mampostería ha sido empleada durante muchos años debido a la gran capacidad resistente de ésta a cargas gravitacionales y horizontales. La mampostería ha demostrado un comportamiento altamente confiable y seguro, siempre que se tomen en cuenta los reglamentos vigentes para su diseño. Además, es menos costoso que otros sistemas por no



requerir de un equipo extraordinario, ni una mano de obra especializada.

Es oportuno mencionar que la mampostería posee una baja resistencia a tensión y poca capacidad de admitir deformaciones en su plano, lo cual puede ser perjudicial si no se toman las debidas precauciones en el diseño. Pese a todo esto, la mampostería no ha caído en desuso y sigue vigente, no sólo como elemento divisorio y aislante, sino también como elemento estructural.

Como se mencionó, la mampostería carece de resistencia a tensión y exhibe un comportamiento frágil, por lo que suele mejorarse agregando acero de refuerzo. Con esto, podemos clasificar la mampostería de la siguiente manera:

- o Simple. La cual no posee refuerzo alguno.

- o Confinada. En la cual los muros de mampostería son confinados (rodeados) por elementos de concreto reforzado de pequeñas dimensiones. Además, pueden, o no, tener refuerzo horizontal en las hiladas. Estos pueden ser de piezas macizas, doble huecas o multiperforadas.

- o Reforzada. Donde se coloca refuerzo horizontal y vertical interior en el muro.

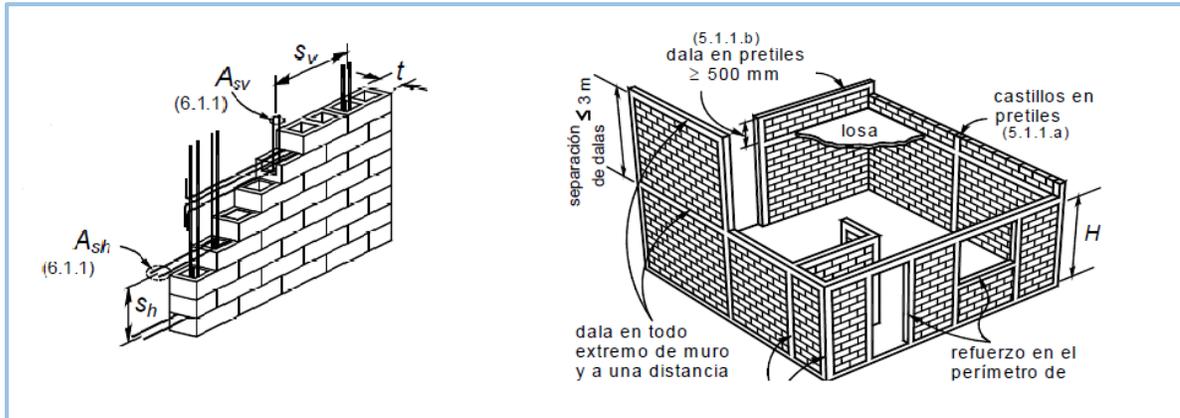
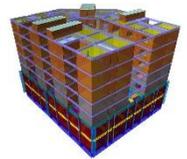


Fig. 1.16 Mampostería reforzada internamente y confinada. (NTCM-04)

Según estudios y ensayos (Alcocer, 1977), el confinamiento ha demostrado las siguientes características.

- ✚ Los castillos tienen una función importante para mantener la estabilidad ante cargas verticales, principalmente cuando se ha presentado el agrietamiento inclinado. Para distorsiones elevadas, en las cuales la mampostería está sumamente dañada, la capacidad de carga es mantenida y garantizada por los castillos.
- ✚ La contribución de los castillos a la carga de agrietamiento diagonal es poco significativa.
- ✚ Los muros confinados con castillos exteriores han exhibido un comportamiento más estable incluso a las distorsiones del orden del 0.15%. Los castillos ahogados han demostrado mayor nivel de daño para distorsiones similares, así como la degradación de la rigidez.
- ✚ Los castillos controlan el agrietamiento inclinado que se presenta en el muro.
- ✚ El refuerzo transversal de los estribos con áreas y separaciones adecuadas han mostrado mayores capacidades 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.

Por su parte, el refuerzo horizontal ha mostrado tener una fuerte influencia para un adecuado desempeño estructural sísmico. Entre las características que aporta el 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 cual se presenta; se han medido incrementos del orden de un 20%.
- La rigidez elástica no se modifica por la presencia del refuerzo horizontal.
- Incrementa la resistencia máxima a cortante.
- Incrementa la disipación de energía.
- Incrementa la capacidad de deformación.
- Propicia una degradación de la resistencia lateral menos pronunciada, pero no la evita.

Modos de falla de la mampostería.

Con base en resultados obtenidos de análisis de daños por sismo y demás experimentación, se han identificado cuatro modos de falla que definen el comportamiento sísmico de la mampostería confinada. A continuación se presentan dichos modos y una breve descripción de los mismos.

Falla por flexión.

Esta falla se hace presente cuando existen tensiones significativas en los castillos confinantes, lo que produce la fluencia del acero de refuerzo longitudinal y una falla de compresión por flexión del muro.

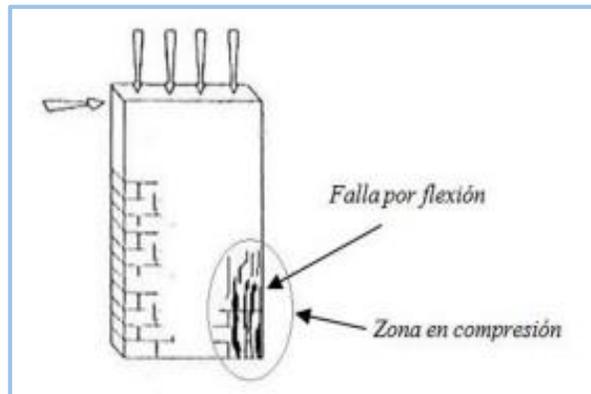


Fig. 1.17 Falla por compresión de la mampostería confinada.

Falla de corte por deslizamiento.

Cuando el mortero con el que se encuentran las piezas unidad no es lo suficientemente resistente, se produce un deslizamiento a lo largo de una junta horizontal de mortero a causa de una falla de adherencia por corte en la junta. Este deslizamiento genera un mecanismo del tipo "columna corta" en los castillos como se ilustra en la Fig. 1.18.

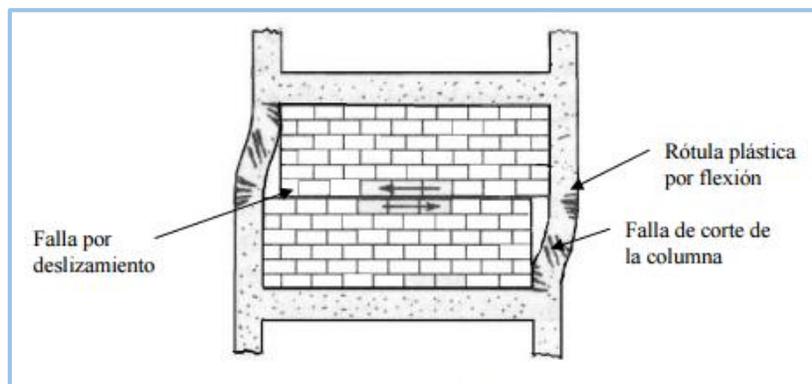


Fig. 1.18 Falla de corte por deslizamiento (Astroza y Schmidt, 2003)

Falla por cortante.

La característica principal de la falla consiste en el agrietamiento diagonal del muro de mampostería, a causa de las tensiones diagonales que se generan en el propio muro. Fig. 1.19.

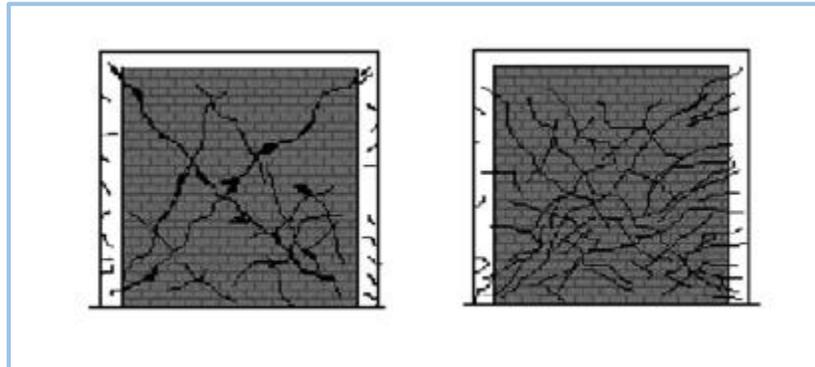


Fig. 1.19 Falla por cortante sin y con acero de refuerzo horizontal.
(Astroza y Schmidt, 2003)

Falla por aplastamiento por compresión diagonal.

Se presenta debido al efecto de puntal que se produce cuando se separa el muro de mampostería de los elementos de confinamiento (dadas y castillos) Fig. 1.20. A consecuencia de esto, se generan grandes esfuerzos e compresión en las esquinas del muro, lo que ocasiona la falla de las zonas de mampostería de menor calidad.

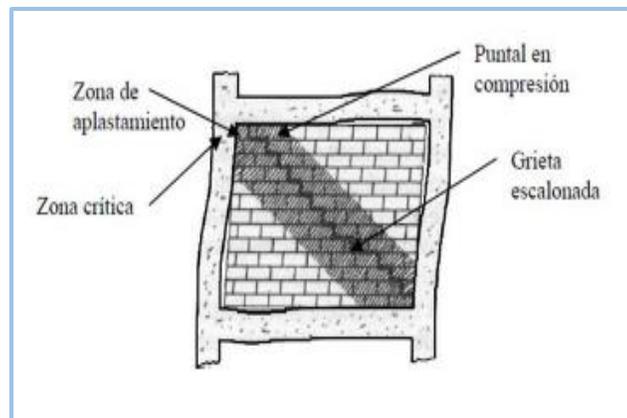
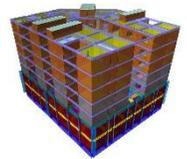


Fig. 1.20 Falla por compresión diagonal



Es lógico que la falla de un muro de mampostería está relacionada con la calidad y propiedades mecánicas de los materiales empleados para su construcción, pero hay que resaltar que en la mampostería confinada también influye la geometría del muro (relación altura/ancho) y las condiciones del confinamiento.

Un aspecto importante en el comportamiento de la mampostería, y que debe ser considerado para el confinamiento de muros, son las aberturas existentes en él. Muchas veces, por exigencia del proyecto arquitectónico, se tienen ventanas, puertas y demás aberturas que reducen el área efectiva del muro y, como consecuencia, una pérdida de rigidez y concentración de esfuerzos en las zonas huecas.

En las NTCM-04 se dan detalles del confinamiento reglamentario alrededor de aberturas similares a las mencionadas. Los elementos confinantes desplantados en las aberturas deberán tener las mismas características que las dalas y castillos.

MEMORIA DESCRIPTIVA.

El proyecto a desarrollar es un edificio de uso habitacional, ubicado en la calle de Plomeros #56 en la colonia Emilio Carranza, en la Delegación Venustiano Carranza, en la Ciudad de México.

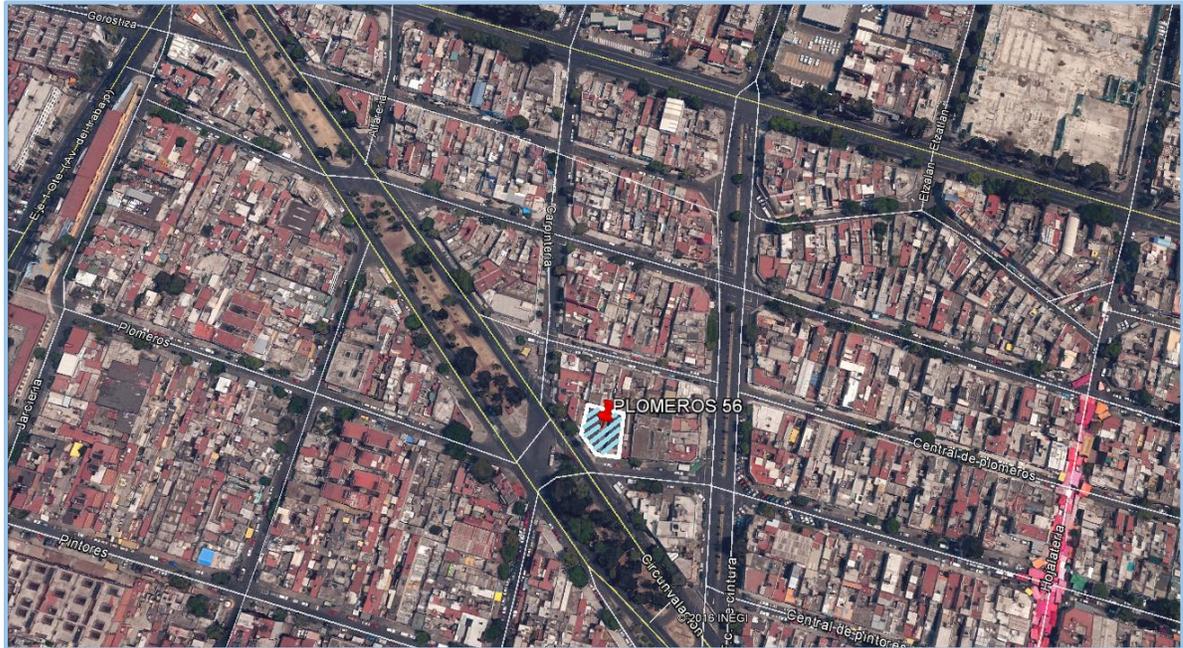
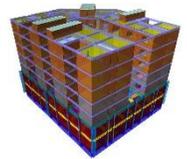


Fig. 2.1 Ubicación del Predio

El edificio estará conformado por un semisótano con una altura de 3.50m, donde se dispondrá de cajones de estacionamiento y se colocará una cisterna con capacidad de hasta 72.00m³. El edificio contará con un estacionamiento a una altura de 1.80m sobre el nivel de banquetta donde, además de disponer de cajones de estacionamiento, albergará un local comercial con una superficie libre de 103.5m².

La estructura consta de una geometría irregular en forma de U, con una superficie de construcción de aproximadamente 365.95m², y su parte central libre.



Además, cada uno de los 5 niveles restantes que componen la superestructura dará lugar a 5 departamentos residenciales con una altura tipo de 2.5m y una superficie promedio de 70m².



Fig. 2.2 Plomer 56. Fachadas Principales. Calle Plomer y Circunvalación. (Arq. Guillermo Sánchez)

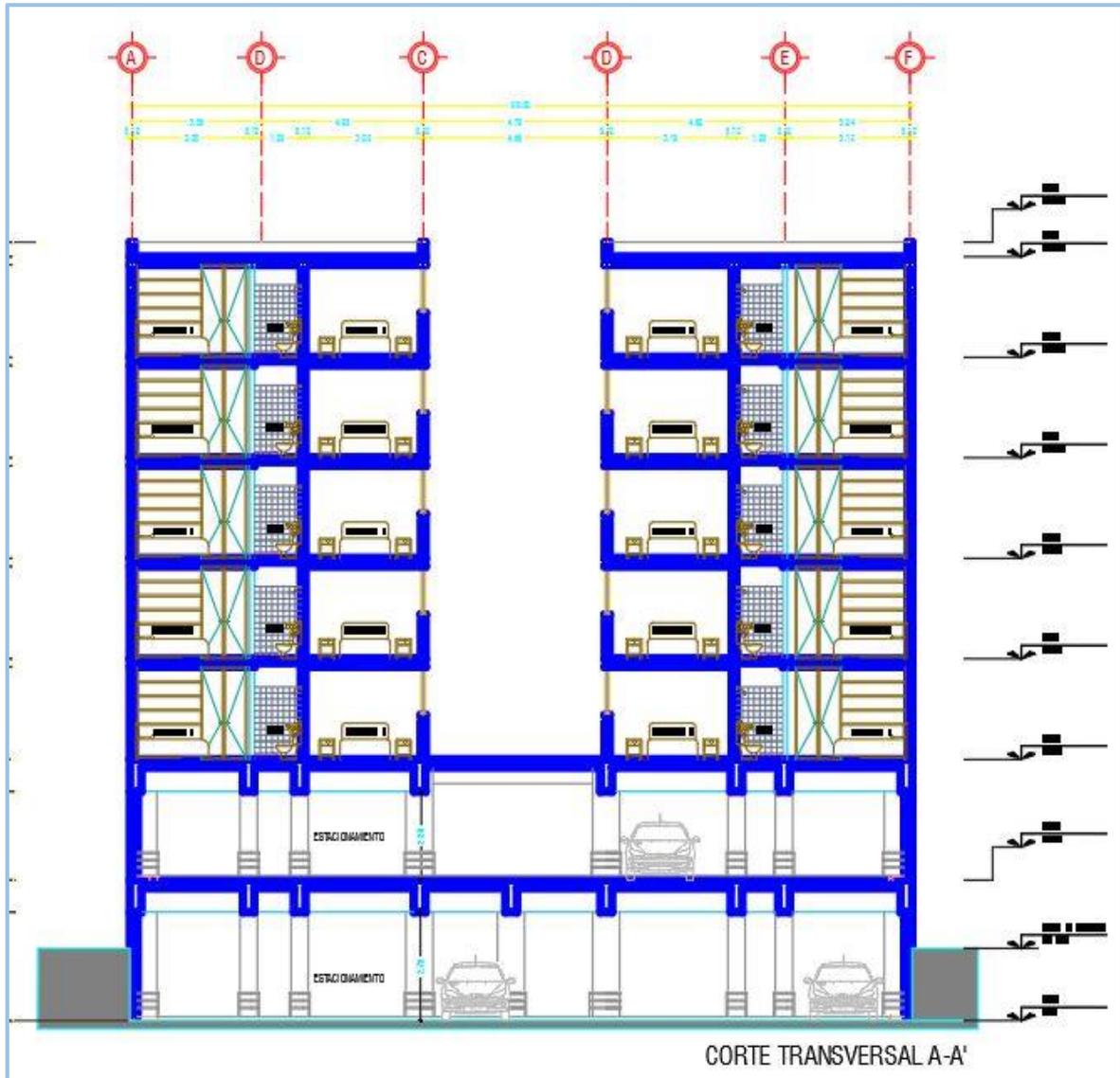
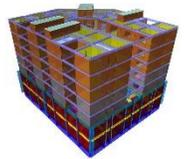


Fig. 2.3 Plomeros 56. Corte Transversal A-A'. (Arq. Guillermo Sánchez)

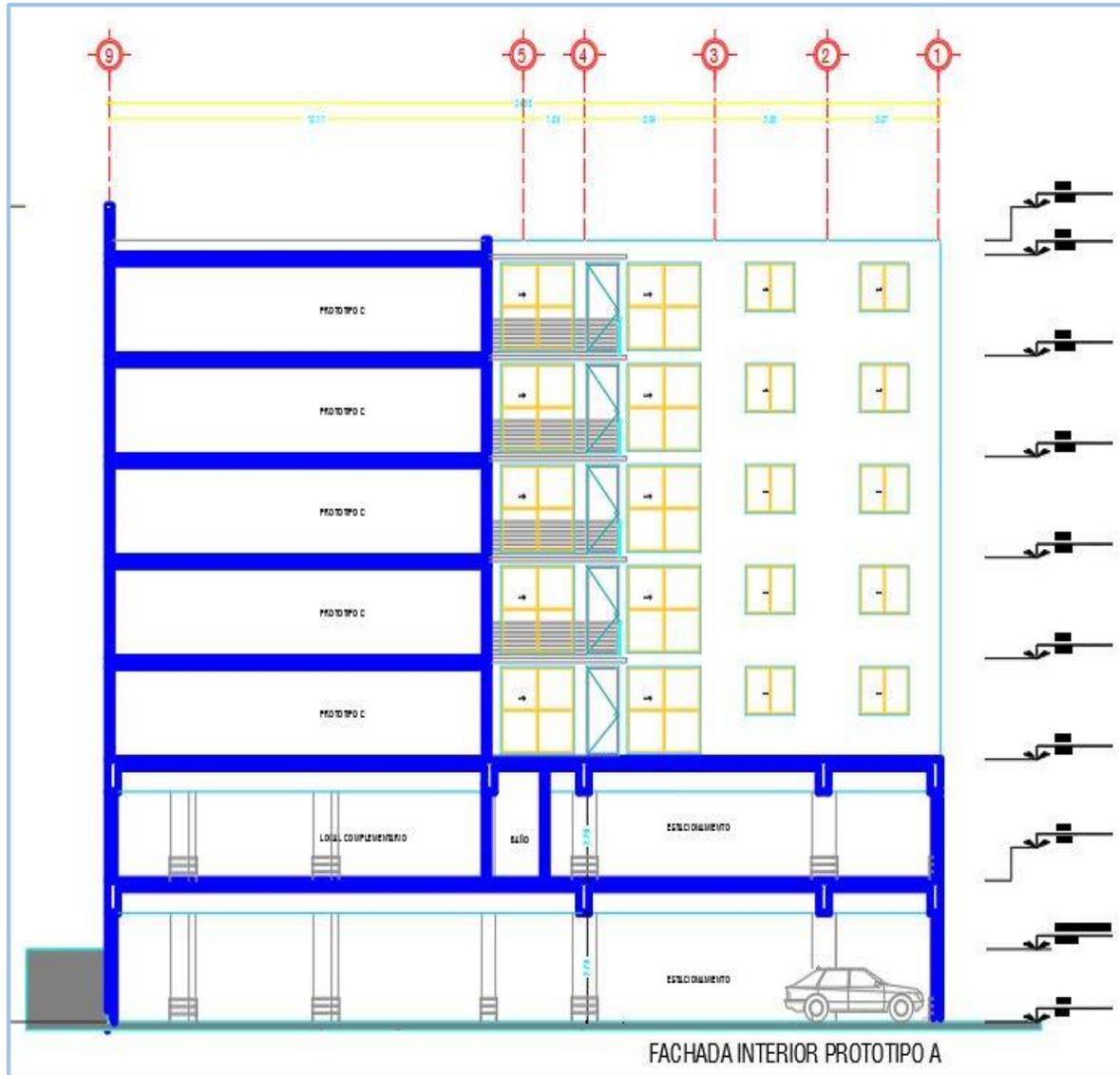
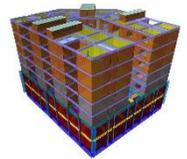
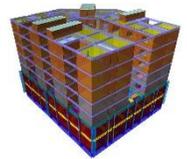


Fig. 2.4 Plomeros 56. Corte por Fachada Prototipo A. Arq. Guillermo Sánchez



La planta de Semisótano cuenta con rampas de acceso vehicular, 15 cajones de estacionamiento para uso habitacional, Cisterna de agua potable de 4.25x11.00x1.20m, cárcamo de agua pluvial, cubo de elevador y escaleras.

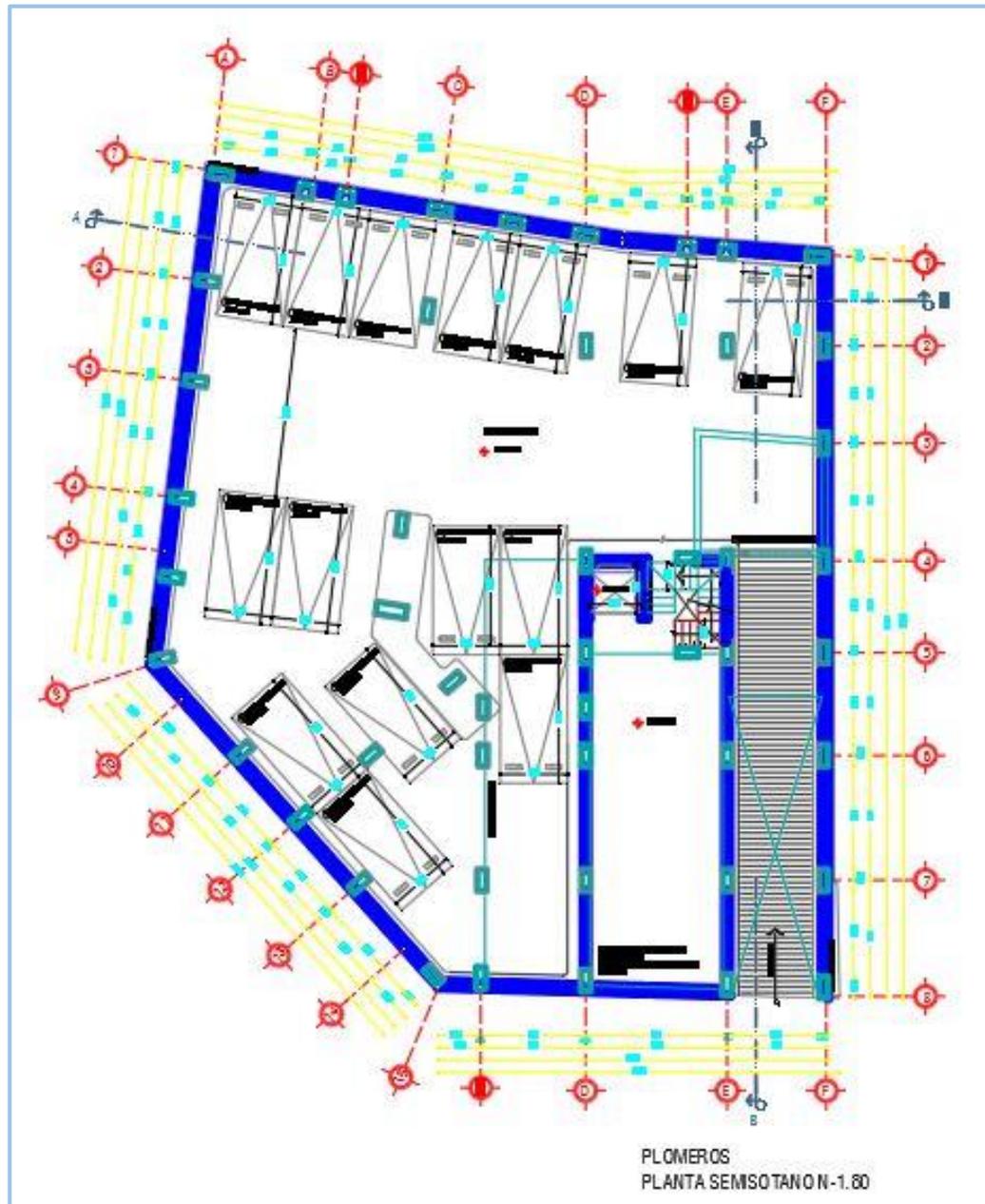


Fig. 2.5 Plomeros 56. Planta Arquitectónica de Semisótano. Arq. Guillermo Sánchez

En Planta Baja se disponen 10 cajones de estacionamiento, rampa de acceso vehicular, escaleras, una plaza de acceso con 35.84 m² de superficie, caseta de vigilancia con medio baño, cubo de elevador, y con un espacio de 103.05 m² destinado para uso comercial. También contará con medio baño.

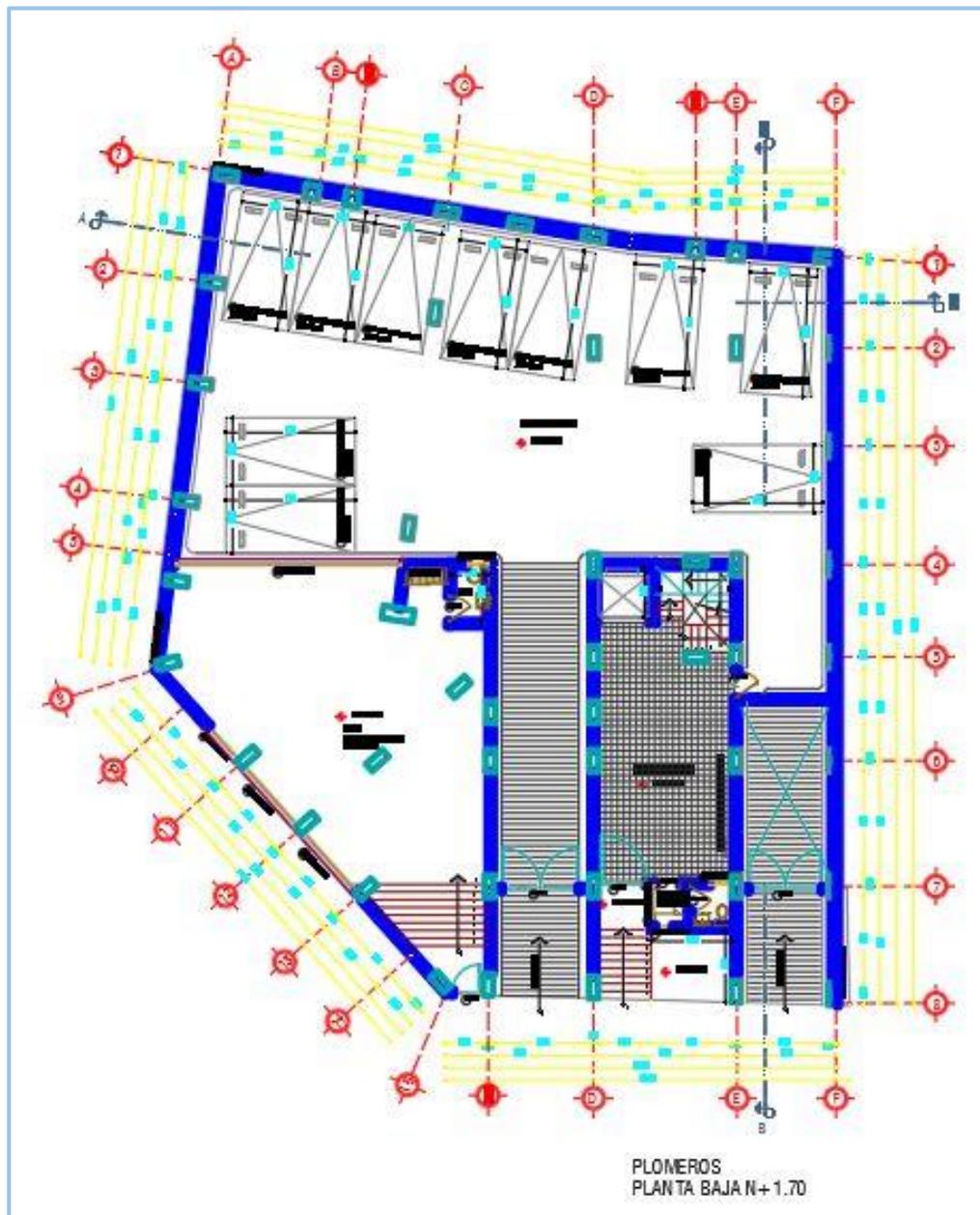
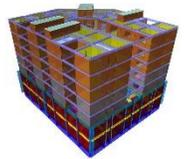


Fig. 2.6 Plomeros 56. Planta Arquitectónica de Planta Baja. (Arq. Guillermo Sánchez)



Cinco departamentos tendrán lugar en cada una de las plantas tipo que componen el edificio (5). Cada uno será diferente y se clasificaron como A,B,C,D y E, con superficies de 71.06m², 68.45 m², 64.32 m², 76.61m² y 73.32 m², respectivamente. Todos estarán conformados por 3 recamaras, 2 baños completos, estancia-comedor, cocina y patio de servicio. Además, cada planta contará con escaleras y cubo de elevador.

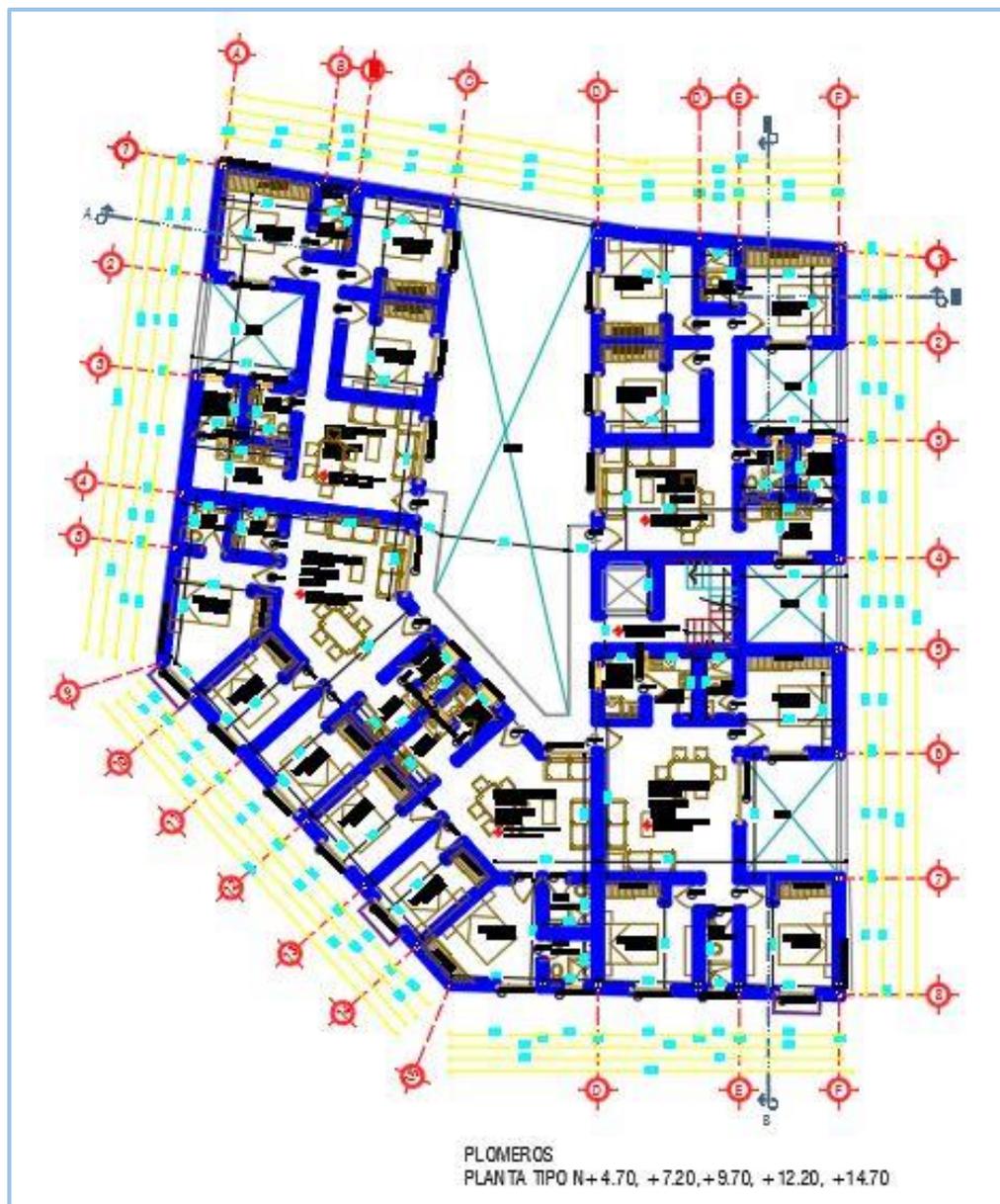


Fig. 2.7 Plomeros 56. Planta Arquitectónica Tipo. (Arq. Guillermo Sánchez)

La planta de azotea dispondrá de escaleras de acceso, y con cinco bases para tinacos de 6.00x1.44m a una altura de 19m sobre el nivel de banqueta. Cada base llevará un pretil de 1.4m. De igual manera, contará con un pretil en todos y cada uno de los bordes del edificio. La pendiente de la losa será del 2% para el desalojo del agua pluvial.

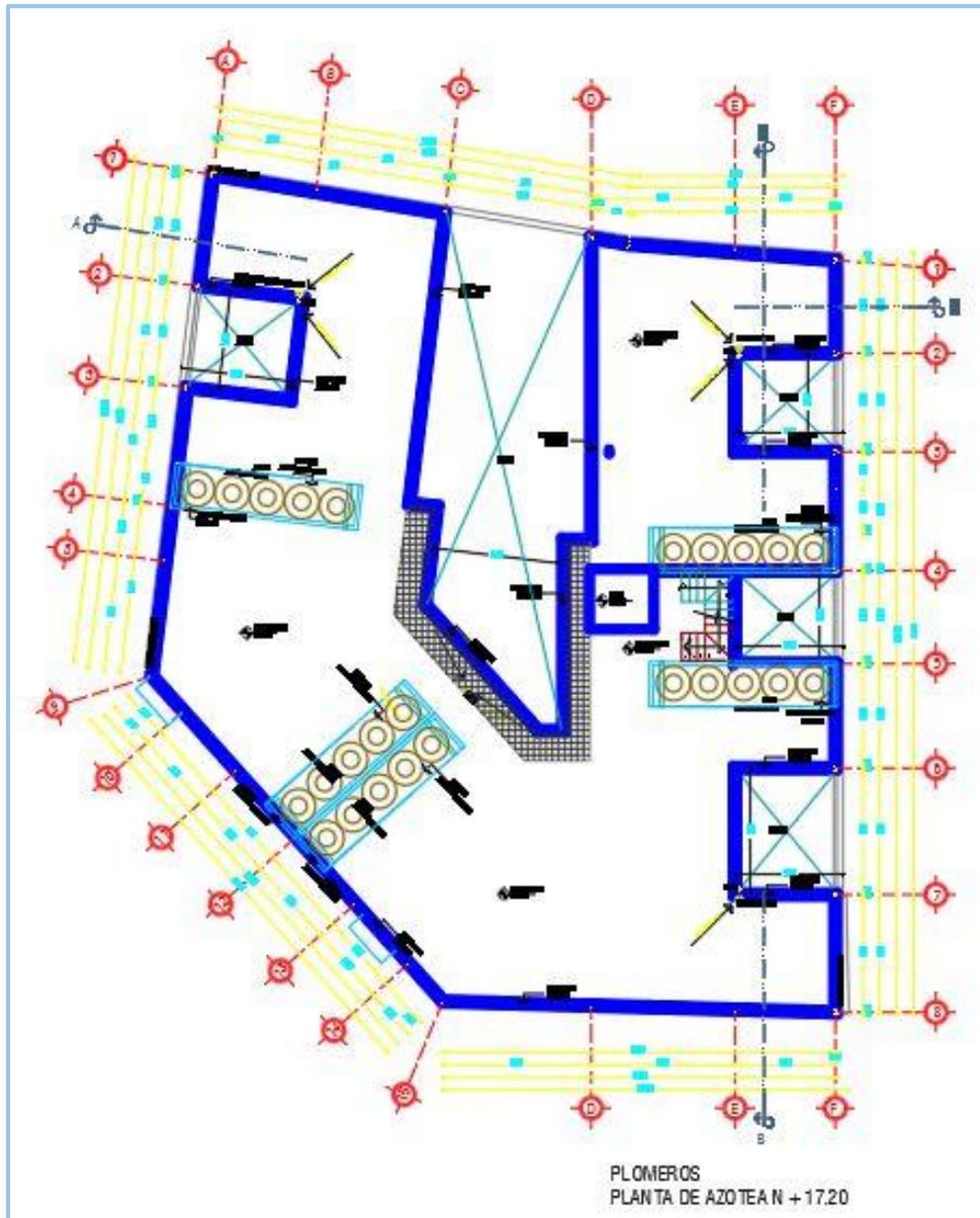
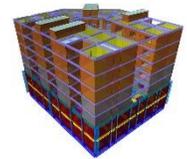


Fig. 2.8 Plomeros 56. Planta Arquitectónica de Azotea. (Arq. Guillermo Sánchez)



DATOS TÉCNICOS.

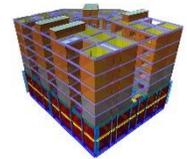
Normatividad y reglamento.

Las respuestas de la estructura en funcionamiento deberán cumplir con los requisitos expuestos en la normativa correspondiente para corroborar los estados límite. En este caso, se deberá cumplir con los requisitos de estados límite de acuerdo a las especificaciones aplicables en la siguiente normativa:

- Normas Técnicas Complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de edificaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal edición 2004. (RCDF-2004).
- Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal edición 2004. (RCDF-2004).
- Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal edición 2004. (RCDF-2004).
- Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal edición 2004. (RCDF-2004).

Clasificación según RCDF-2004

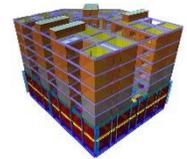
Teniendo en cuenta que la seguridad debe ser mayor en aquellas construcciones en que las consecuencias de su falla, luego de un evento sísmico intenso, representen serios problemas para la población, o, que su funcionamiento permanente sea vital,



el RCDF agrupa, dependiendo la importancia, las construcciones proyectadas en la ciudad.

A continuación se presentan dichas agrupaciones.

- o Grupo A. Edificaciones cuya falla estructural podría constituir un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como edificaciones que cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, como: hospitales, escuelas, terminales de transporte, estaciones de bomberos, centrales eléctricas y de telecomunicaciones, estadios, depósitos de sustancias flamables o tóxicas, museos y edificios que alojen archivos y registros públicos de particular importancia, y otras edificaciones a juicio de la Secretaría de Obras y Servicios.
- o Grupo B. edificaciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el grupo A, las que se subdividen en:
 - o Subgrupo B1. Edificaciones de más de 30m de altura o con más de 6,000 m² de área total construida, ubicadas en las zonas I y II, y construcciones de más de 15m de altura o 3,000 m² de área total construida en zona III; en ambos casos las áreas se refieren a un solo cuerpo de edificios que cuente con medios propios de desalojo; acceso y escaleras.
 - o Subgrupo B2. Edificios que tengan locales de reunión que puedan alojar a más de 200 personas, templos, salas de espectáculos, así como anuncios autosoportados, anuncios de azotea y estaciones repetidoras de comunicación celular y/o inalámbrica.
 - o Subgrupo B3. Las demás de este grupo.



Debido a que la edificación se destinará a vivienda y, como su funcionamiento no es esencial en caso de emergencias urbanas, ni almacenará sustancias tóxicas o explosivas, se clasificará como una construcción perteneciente al grupo B.

Criterios de diseño

El diseño de todas los miembros estructurales de concreto reforzado estará basado en el criterio de estados límite y de servicio de acuerdo al RCDF-2004.

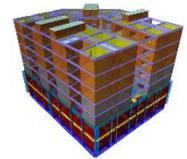
Vida útil

De acuerdo con en las NTCC, las estructuras deberán diseñarse para una vida útil de al menos 50 años. Esto, teniendo en cuenta la calidad y el curado del concreto, las restricciones en los contenidos químicos, el recubrimiento libre del acero de refuerzo, así como las precauciones pertinentes en cuanto a la reacción álcali-agregado.

Estructuración

El sistema estructural se basará en marcos de concreto reforzado, constituidos por trabes y columnas de sección transversal rectangular desde nivel de cimentación hasta nivel de Planta Baja. La estructura estará conformada por muros de concreto reforzado en el nivel 1 y parte del nivel 2. Por último, en las plantas restantes se constituirá por muros de mampostería confinada por trabes y castillos de concreto reforzado.

Se intenta, dentro de lo posible, mantener una geometría regular procurando que todos los marcos tengan columnas y vigas paralelas entre sí para evitar problemas por torsión.



Las losas de Semisótano, Planta baja y Primer nivel serán macizas, en las plantas tipo desde segundo nivel y hasta el último, se usará un sistema de piso de vigueta y bovedilla para aligerar el peso propio de la estructura sin sacrificar la capacidad de carga.

En todos los niveles que se usen muros de mampostería confinada, se contemplarán las resistencias que éstos puedan aportar a la edificación. Se plantea que la gran mayoría de los muros tengan función estructural. Se verificará su resistencia.

Idealización

Tomando en cuenta los planos arquitectónicos se realizó un modelo matemático tridimensional, con la finalidad de simular las reacciones de la estructura ante las posibles combinaciones de acciones que actuarán en ella. Mediante el análisis del modelo se pretende tener una idea aproximada al comportamiento real de la edificación. El lector debe tener consciencia de que el modelo no es exacto y el comportamiento real de la estructura no será exactamente el mismo mostrado por el modelo tridimensional.

La estructura idealizada está compuesta por elementos punto (joint), elementos barra (frame) y elementos área (Shell) unidos entre sí desde los centroides de las secciones transversales. Las cargas se asignan a cada elemento dependiendo de las acciones reales en las que se encuentre sometido.

Condiciones de Regularidad

En el RCDF-2004 se establecen las condiciones generales para el diseño por sismo de cualquier estructura. Éstas mismas se complementan con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño Sísmico (NTC-DC) del mismo reglamento. Dichos documentos sentencian características elementales para que una estructura pueda considerarse regular. A continuación se evaluará el proyecto descrito anteriormente para chequear que cumpla con los requisitos. Cualquier estructura que no cumpla con una o más de una de las siguientes condiciones será considerada como irregular.

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.

No cumple.

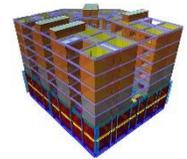
2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.

$$\frac{H_T}{L} = \frac{17.20}{22.08} = 0.78$$

Cumple.

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

$$\frac{L_L}{L_C} = \frac{27.07}{22.08} = 1.22$$



Cumple.

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.

Cumple.

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

Cumple.

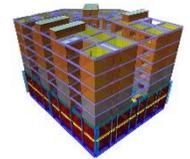
6. No tiene aberturas en su sistema de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de planta.

No cumple.

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.

No cumple.

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.

Cumple.

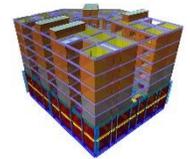
9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.

No cumple.

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.

Nivel	Rigidez X	Δk (ton/cm)	%
N-5	1894.21		
N-4	2893.61	999.41	35%
N-3	4487.15	1593.54	36%
N-2	8092.75	3605.59	45%
N-1	9861.50	1768.75	18%
PB	34516.58	24655.07	71%
SS	30286.19	4230.39	14%

Tabla 3.1 Incremento de Rigidez en Dirección X



Nivel	Rigidez Y	Δk (ton/cm)	%
N-5	2878.74		
N-4	3930.76	1052.01	27%
N-3	5557.49	1626.73	29%
N-2	9187.11	3629.62	40%
N-1	11677.14	2490.03	21%
PB	42904.20	31227.05	73%
SS	47450.85	4546.65	10%

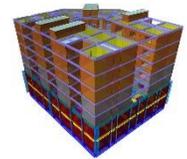
Tabla 3.2 Incremento de Rigidez en Dirección Y

No cumple.

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

N	DistX	DistY	Xcm	Ycm	Xcr	Ycr	ex	ey	%x	%y
SS	22.08	27.07	11.64	14.21	13.09	13.31	-1.45	0.91	7%	3%
PB	22.08	27.07	11.91	12.96	13.06	13.14	-1.15	-0.18	5%	1%
N-1	22.08	27.07	11.40	12.87	10.84	12.41	-0.56	-0.46	3%	2%
N-2	22.08	27.07	11.39	12.85	10.91	12.89	-0.49	-0.04	2%	0%
N-3	22.08	27.07	11.39	12.85	10.89	13.38	-0.51	-0.52	2%	2%
N-4	22.08	27.07	11.39	12.83	10.62	13.90	0.77	-1.07	3%	4%
N-5	22.08	27.07	11.39	12.79	11.45	13.98	0.06	-1.19	0%	4%

Tabla 3.3 Excentricidades Estáticas



Cumple.

Se considerará una estructura como fuertemente irregular si alguna de las siguientes condiciones se cumple.

1. La excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede en algún entrepiso de veinte por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.
2. La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso exceden en más de 100 por ciento a la del piso inmediatamente inferior.

Características de los materiales.

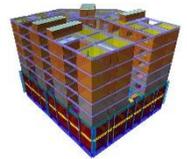
Concreto.

Los concretos y sus respectivas resistencias a compresión requeridas para la construcción del edificio se presentan a continuación:

Resistencia especificada del Concreto a Compresión.

Resistencia del concreto $f'c$ (kg/cm ²)	Elemento
250	Losa de cimentación
250	Contratrabes
250	Columnas
250	Trabes
250	Losas de entrepiso
250	Muros
250	Viguetas
100	Plantillas

Tabla 3.4 Resistencias a compresión del concreto a utilizar



Pesos volumétricos del concreto.

Tipo de Concreto	Peso volumétrico, ton/m ³
Simple (sin refuerzo)	2.20
Reforzado	2.40

Tabla 3.5 Pesos Volumétricos del concreto

Módulo de elasticidad del concreto.

En las normas correspondientes a estructuras de concreto reforzado se especifica que el concreto de resistencia normal empleado para fines estructurales puede ser de dos clases:

- Clase I: Tendrá una resistencia a compresión igual o mayor que 250 kg/cm².
- Clase II: Tendrá una resistencia a compresión inferior a 250 kg/cm² pero no menor que 200 kg/cm².

Para concretos de clase 1, el Módulo de elasticidad, (E_c), se supone igual a:

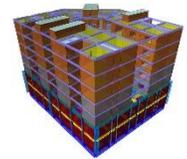
$$14000\sqrt{f'_c}$$

Acero de refuerzo.

- Esfuerzo de fluencia (f_y)= 4200 kg/cm²
- Módulo de elasticidad (E)= 2,000,000 kg/cm²
- Peso volumétrico γ = 7.85 ton/m³

Mampostería.

La mampostería utilizará un tabique multiperforado industrializado de alta resistencia (Tabimax 11.5) que ofrece



ligereza y buen comportamiento sismo-resistente. Las características de la ficha técnica son las siguientes:

- Resistencia de diseño a la compresión simple $f^*_p=133.33$ kg/cm²
- Resistencia a la compresión de la mampostería $f^*_m= 60$ kg/cm²
- Resistencia a la compresión diagonal $V^*_m= 6.50$ kg/cm²
- Módulo de elasticidad de la mampostería $E_m= 37194$ kg/cm²
- Masa contenida en volumen 1734 kg/m³

Vigueta y bovedilla.

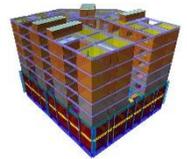
Para los sistemas de losa de entrepiso se utilizarán viguetas pretensadas con peralte igual a 13cm y de base 11cm. El refuerzo de las viguetas consiste en acero con fluencia de 16,000 kg/cm² y un concreto de alta resistencia con $f'c= 400$ kg/cm².

Mecánica de suelos.

El RCDF sentencia, en su artículo 171, capítulo VIII, que la investigación del subsuelo en el sitio de estudio, donde se desplantará la edificación, deberá ser suficiente para definir los parámetros de diseño de la cimentación y la variación de éstos en el predio. Dichos parámetros serán mencionados a continuación, además de los resultados extraídos de la mecánica de suelos, realizada en nuestro predio de interés.

Coefficiente sísmico.

Los estudios determinan un coeficiente sísmico, c , de 0.40, como también lo estipulan las NTCS.



Estratigrafía.

La estratigrafía es la siguiente:

- De 0.00 a 1.00m **Relleno.**
- De 1.00 a 4.20m **Costra superficial semidura.**
- De 4.2 a 29.4m **Serie arcillosa superior.**
Formada por arcilla y limo muy compresible y poco resistente.
- De 29.4 a 32.4m **Capa dura.**
Formada por arena compacta a muy compacta.
- De 32.4 a 41.4m **Serie arcillosa inferior.**
Formada por arcilla y limo compresible y poco resistente.
- Los **Depósitos profundos** se encontraron a 41.4m de profundidad formados por arena limosa compacta a muy compacta.

El nivel del agua se detectó a 2.2m de profundidad.

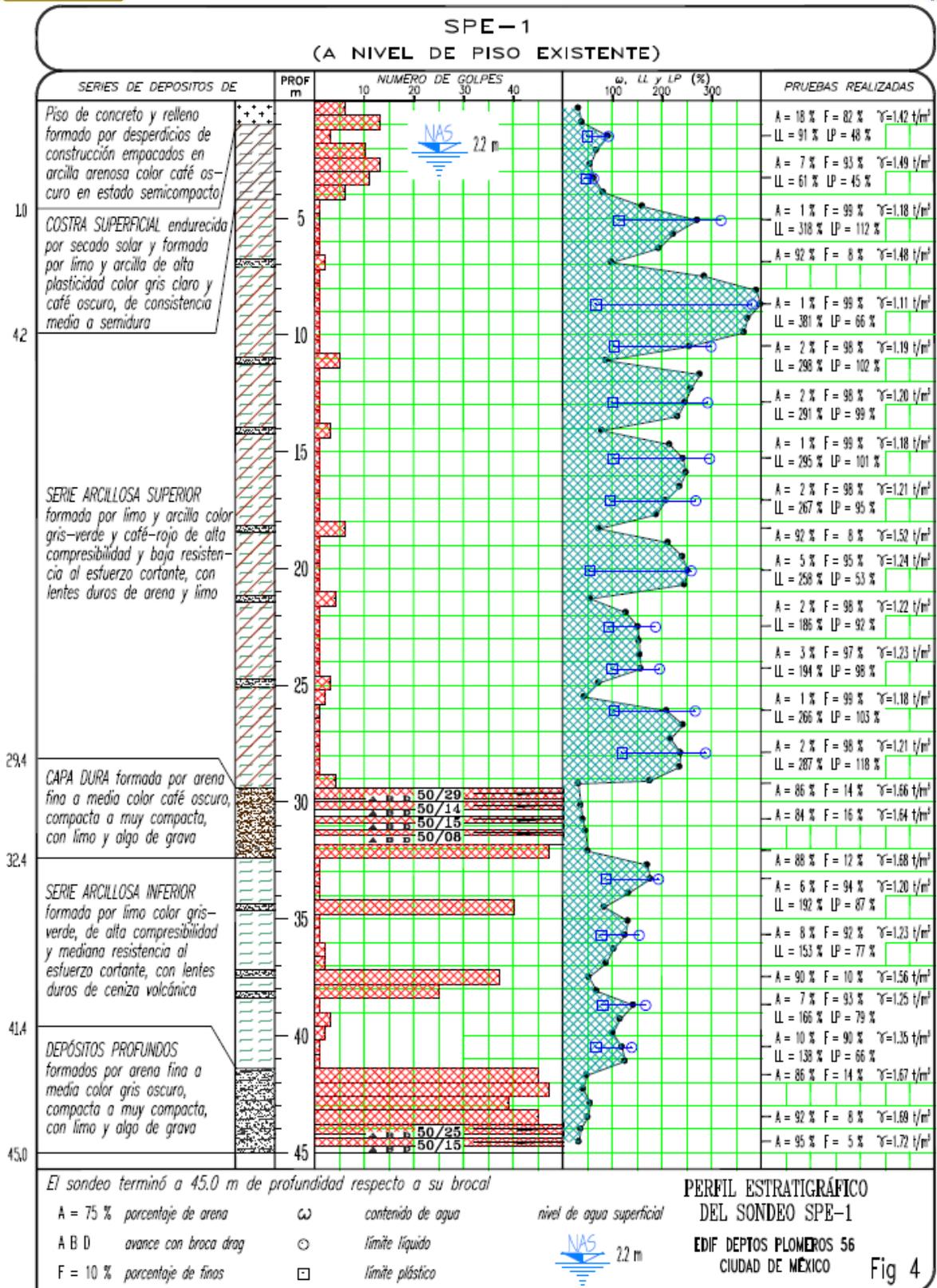


Fig. 3.1 Estratigrafía del terreno.

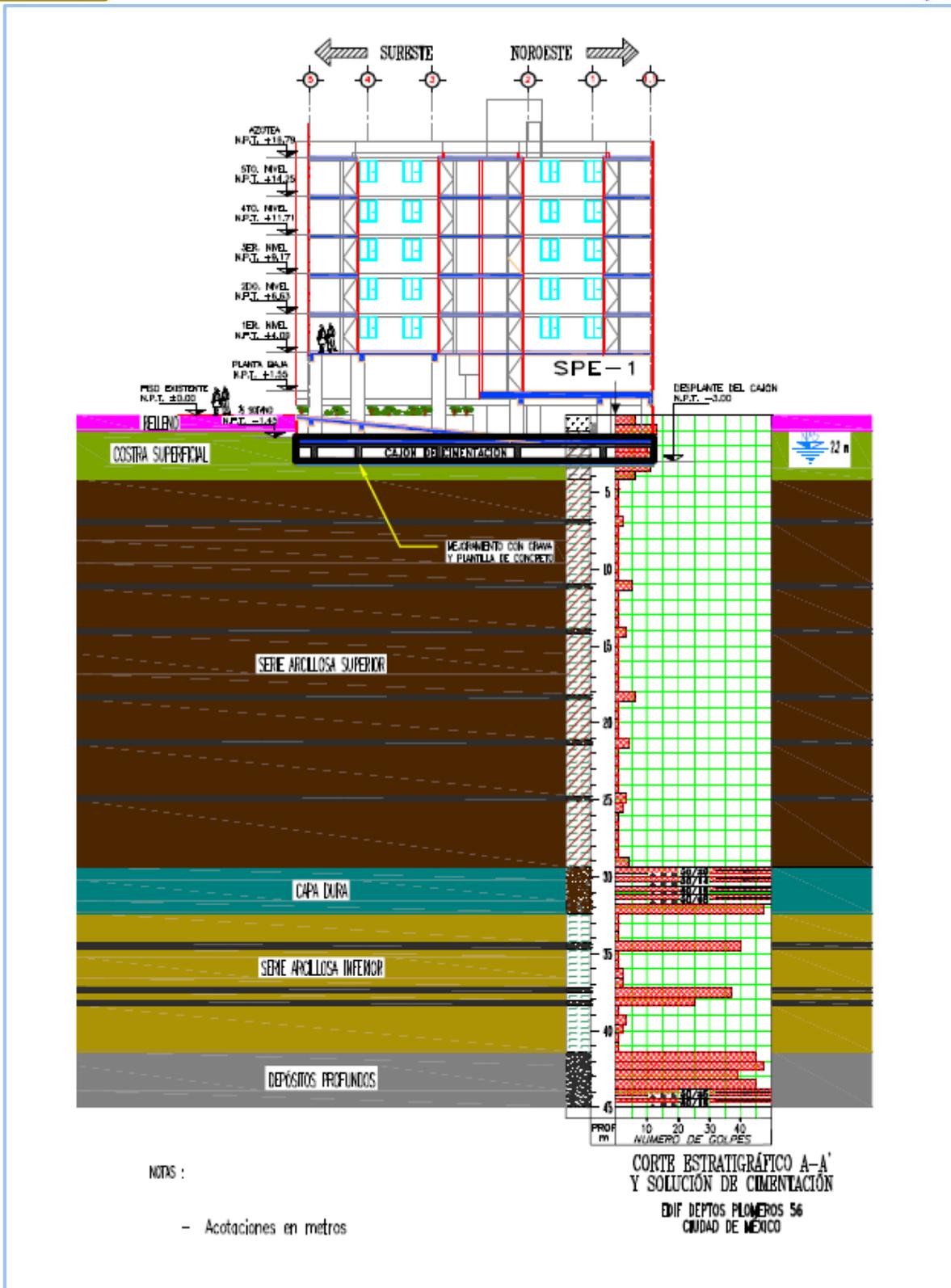


Fig. 3.2 Solución propuesta por Mecánica de Suelos para el proyecto.

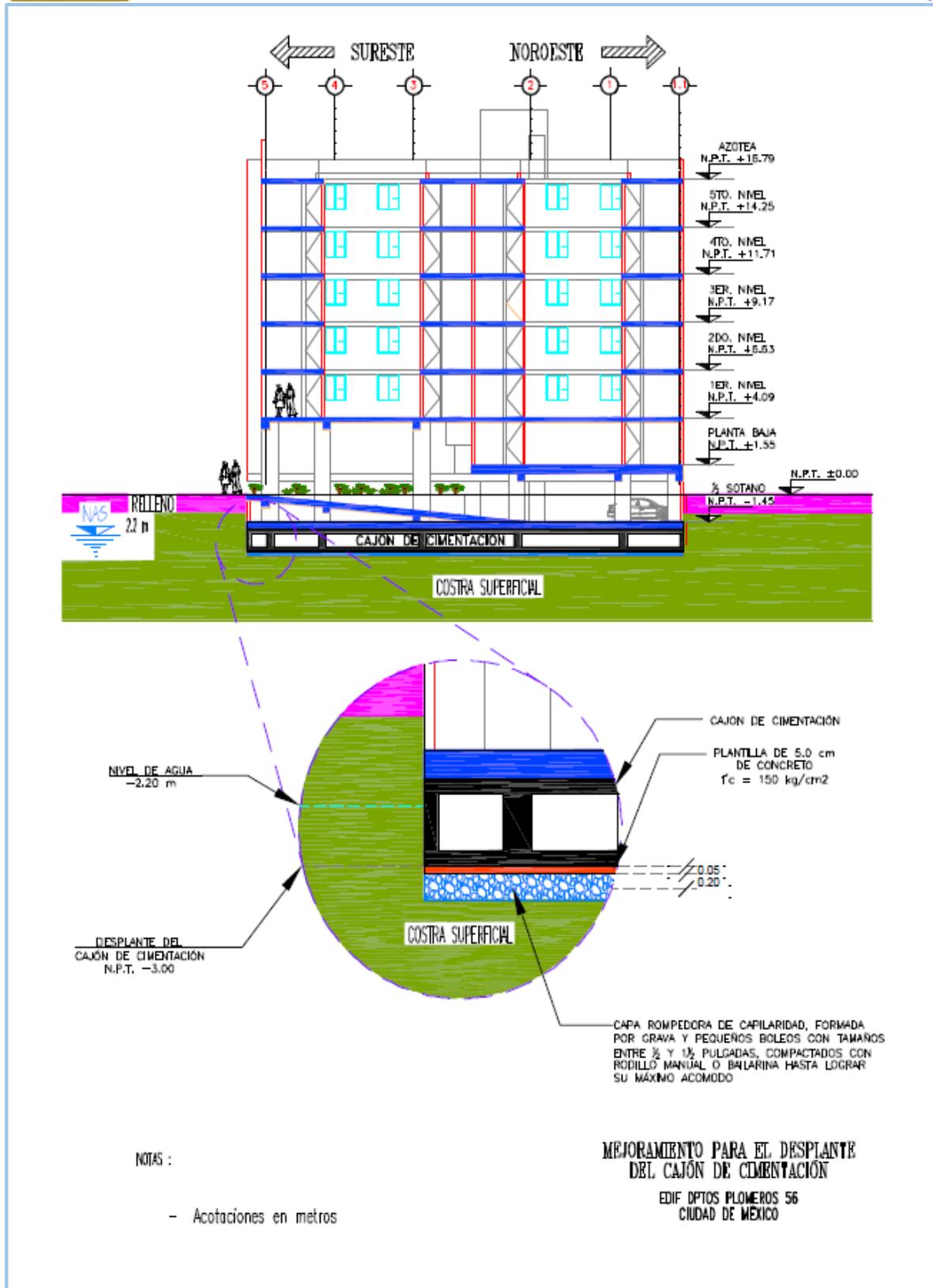
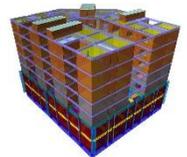
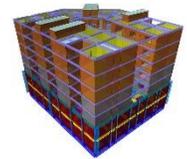


Fig. 3.3 Mejoramiento de desplante propuesto por Mecánica de Suelos para el proyecto



Solución de cimentación

Con los resultados de los trabajos en campo, laboratorios, cargas estimadas y solicitaciones sísmicas a las que estará sometido el edificio, se hace conveniente resolver la cimentación con un cajón de concreto estanco rigidizado con contratrabes, desplantado a 3m de profundidad, ocupando la totalidad del predio. Fig. 3.2.

Mejoramiento del desplante

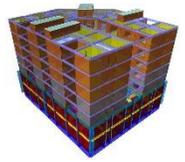
Se recomienda colocar en el desplante una capa rompedora de capilaridad de 20cm, la cual tendrá contacto con el agua y estará formada por grava de entre $\frac{1}{2}$ y $1 \frac{1}{2}$ pulgadas. Se tendrá que compactar con rodillo o bailarina hasta logra su máximo acomodo. Además, se deberá colar un plantilla de concreto pobre de 5cm de espesor que servirá como nivel de desplante para el cajón. Fig. 3.3.

Capacidad de carga

Considerando los parámetros de resistencia de los depósitos superficiales, predominantemente cohesivos, la capacidad de carga admisible estática se obtuvo de 10.89 T/m^2 , mientras que la dinámica será de 15.58 T/m^2 . Estará reducida por asentamientos y será de 2 y 3 T/m^2 .

Asentamientos

El cajón de cimentación y sus contratrabes deberán ser diseñados estructuralmente para soportar asentamientos diferenciales de 6.96cm. Los estudios de mecánica de suelos recomiendan elevar 10cm el nivel de la edificación para llegar al nivel de proyecto cuando los asentamientos se presenten.



Módulo de reacción.

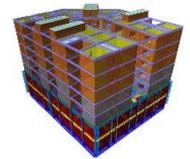
Los valores del módulo de reacción, k , varían entre 0.019 y 0.056 kg/cm^3 con cimentación flexible.

PARÁMETROS DE ANÁLISIS Y DISEÑO.

Análisis de cargas

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de Edificaciones, se consideran tres categorías de acciones dependiendo de la duración e intensidad máxima con la que actúan sobre la estructura.

- a) Las Acciones Permanentes son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: La Carga Muerta; el empuje estático de suelos y de líquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo, como los debidos a presfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos.
- b) Las Acciones Variables son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que entran en esta categoría son: la carga viva; los efectos de temperatura; las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo, y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenado; y
- c) Las Acciones Accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos



breves. Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas; los efectos del viento, las cargas de granizo; los efectos de explosiones, incendios, y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios. Será necesario tomar precauciones en las estructuras, en su cimentación y en los detalles constructivos, para evitar un comportamiento catastrófico de la estructura para el caso de que ocurran estas acciones.

En las estimaciones de carga presentadas a continuación no se considerarán los pesos propios de la estructura debido a que el programa ETABS los toma en cuenta desde el inicio. Tampoco se tomarán en cuenta los efectos de viento sobre la estructura ya que la altura no es significativa para tal estudio.

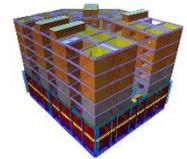
Estimación de Cargas.

Para la estimación de cargas a nivel de Azotea tomaremos en cuenta las condiciones para azoteas con pendiente no mayor a 5% establecidas en las NTCDS.

Tabla 4.1 Estimación de cargas en la losa de Azotea.

CONCEPTO	Kg/m ²	TIPO DE CARGA
Instalaciones	40	
Mortero para nivelación	100	
Impermeabilizante	20	
Carga por reglamento	40	
Carga Muerta Total	200	
Carga Viva Media	15	Asentamientos
Carga Viva Accidental	70	Sismo
Carga Viva Máxima	100	Gravitacional

Estimación de cargas de entrepiso y PB de acuerdo al uso habitacional que tendrá la edificación.



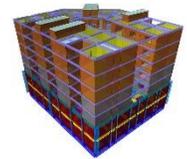
CONCEPTO	Kg/m ²	TIPO DE CARGA
Instalaciones	40	
Mortero para la colocación del acabado	40	
Acabado en piso	40	
Plafón de Yeso	45	
Carga por reglamento	40	
Carga Muerta Total	205	
Carga Viva Media	70	Asentamientos
Carga Viva Accidental	90	Sismo
Carga Viva Máxima	170	Gravitacional

Tabla 4.2 Estimación de cargas en la losa de Entrepiso.

Estimación de cargas en nivel de losa tapa y de semisótano. Se usarán los valores dados en la tabla 6.1 de las Normas Técnicas.

CONCEPTO	Kg/m ²	TIPO DE CARGA
Instalaciones	40	
Mortero para nivelación y pendientes	100	
Impermeabilizante	20	
Carga por reglamento	40	
Carga Muerta Total	200	
Carga Viva Media	40	Asentamientos
Carga Viva Accidental	100	Sismo
Carga Viva Máxima	250	Gravitacional

Tabla 4.3 Estimación de cargas en la losa de Semisótano.



Cargas por sismo.

Factor de comportamiento sísmico.

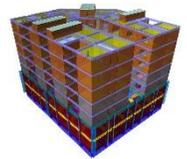
El factor de comportamiento sísmico toma en cuenta la ductilidad del sistema estructural y permite reducir las fuerzas sísmicas mediante un factor.

Los valores de dicho factor dependen de si obedecen o no a los requisitos expuestos en las NTCS para los diferentes valores que Q pueda poseer.

➤ Requisitos para $Q=2$.

Se usará $Q=2$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de acero y concreto, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dadas, columnas o trabes de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las normas correspondientes.

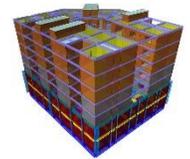
También se usará $Q=2$ cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las normas correspondientes, o cuando se trate de estructuras de madera con las características que se indican en las normas respectivas, o de algunas estructuras de acero que se indican en las normas correspondientes. (NTCS-04)



Basándose en que la resistencia a fuerzas laterales en los niveles 2, 3, 4 y 5 serán soportadas por muros de mampostería confinada por castillos y trabes de concreto reforzado, se propone usar un factor de comportamiento sísmico, Q , igual a 2, según los requisitos establecidos en el capítulo 5 de las NTC para diseño y construcción de estructuras de concreto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal edición 2004. (RCDF-2004).

Corrección por irregularidad.

Con base en la irregularidad geométrica observada en el edificio y, bajo un criterio conservador, se tomó la decisión de considerar nuestra estructura como fuertemente irregular para el análisis sísmico, lo que conlleva a multiplicar el factor de reducción, Q , por 0.7.



Zonificación sísmica.

El terreno de la Ciudad de México está dividido en tres diferentes zonas en relación a su composición geológica, Zona I; de lomas, Zona II o de transición y, por último, Zona III; lacustre, que a su vez se divide en otras cuatro subzonas (IIIa, IIIb, IIIc, IIIId). Es deber del ingeniero a cargo del proyecto estructural localizar la ubicación proyectada para el edificio y conocer las características del terreno y los parámetros de su espectro de aceleraciones.

En la figura 4.1 se dará a conocer un emplazamiento aproximado del predio con fines de ilustrar al lector cómo es la zonificación sísmica dentro de la Ciudad de México.

Zona	c	a ₀	T _a	T _b	r
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
III _a	0.40	0.10	0.53	1.8	2.0
III _b	0.45	0.11	0.85	3.0	2.0
III _c	0.40	0.10	1.25	4.2	2.0
III _d	0.30	0.10	0.85	4.2	2.0
Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones					

Tabla 4.4 Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones. (NTCS-04)

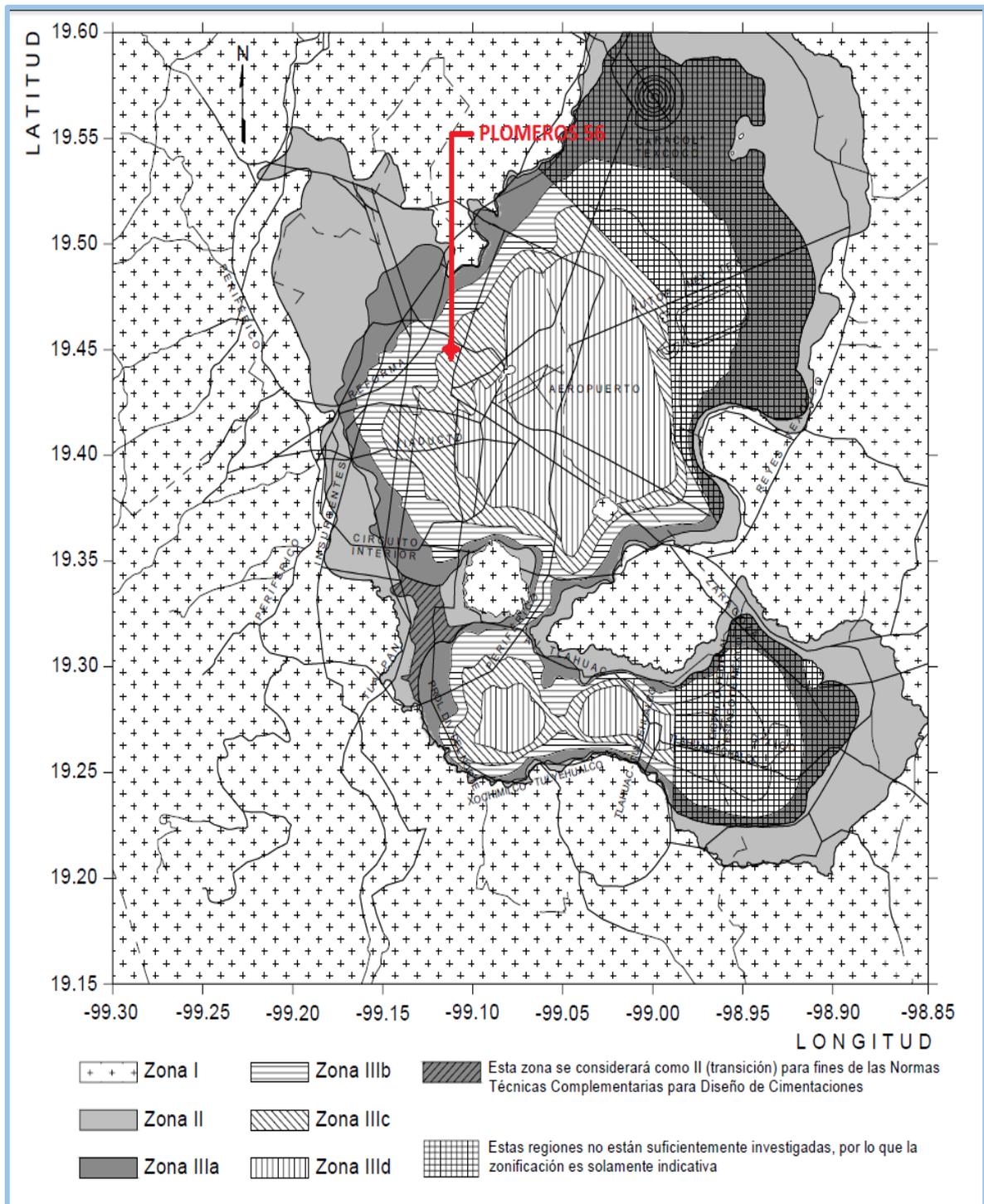
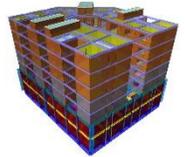


Fig. 4.1 Zonificación del DF para fines de diseño por sismo. (NTCS-04)

ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO.

Análisis Sísmico Estático

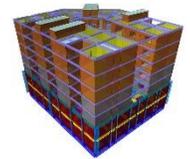
En un análisis estático se representan las fuerzas cortantes sísmicas mediante fuerzas horizontales que actúan, a lo largo del edificio, en los centros de masa de cada entrepiso, en las dos direcciones de un plano ortogonal. En el análisis se supone que las fuerzas actuantes en los centros de masa, son iguales al peso de la misma, afectados por un coeficiente proporcional a la altura de dicha masa, medida desde el desplante de la edificación o desde el punto donde las deformaciones comienzan a ser apreciables.

En términos generales, su aplicación requiere de los siguientes pasos:

- a) Se representa la acción del sismo por fuerzas horizontales que actúan en los centros de masas de los pisos, en dos direcciones ortogonales.
- b) Estas fuerzas se distribuyen entre los sistemas resistentes a carga lateral que tiene el edificio (muros y/o marcos).
- c) Se efectúa el análisis estructural de cada sistema resistente ante las cargas laterales que le correspondan.

Se podrá analizar la estructura con éste método si se cumplen con los requisitos establecidos en el RCDF-2004.

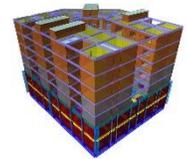
- La altura no debe ser mayor de 30m y, para estructuras irregulares, no más de 20m.
- Para edificios ubicados en la zona I la altura mayor será de 40m y, para estructuras irregulares, no más de 30m.



- El comportamiento dinámico de la estructura se regirá por el modo fundamental de vibración.
- La masa de cada entrepiso estará distribuida uniformemente.
- Los entrepisos estarán modelados como diafragmas rígidos.
- Se considera un análisis lineal que toma en cuenta los efectos no-lineales a través del factor Q' .

A consecuencia de que la edificación que se tiene como objeto de análisis en el presente documento posee una configuración geométrica irregular, se desarrollará también un análisis modal espectral con la finalidad de comparar resultados entre ambos métodos y obtener datos que brinden mayor seguridad.

Tabla 5.1 PARÁMETROS DE LA ESTRUCTURA		
Grupo	B	
Ubicación	Zona sísmica	IIIc
Coefficiente Sísmico	c	0.4
Factor de Carga	F_c	1.4
Factor de comportamiento sísmico	Q	2
Factor de reducción de fuerza sísmica	Q'	1.4



Apoyándonos del modelo realizado en el programa ETABS, podemos conocer el peso de cada entrepiso y así proceder con los cálculos pertinentes.

Tabla 5.2 MASAS Y PESOS DE LOS NIVELES DE LA ESTRUCTURA				
Nivel	Peso (tf)	Masa total X (tf-s ² /m)	Masa total Y (tf-s ² /m)	Masa total Z (tf-s ² /m)
Azotea	47.975	4.8904	4.8904	4.8904
N-5	341.512	34.8127	34.8127	34.8127
N-4	373.845	38.1086	38.1086	38.1086
N-3	373.852	38.1093	38.1093	38.1093
N-2	384.186	39.1627	39.1627	39.1627
N-1	404.132	41.1959	41.1959	41.1959
PB	691.523	70.4917	70.4917	70.4917
SS	810.626	82.6327	82.6327	82.6327

Valuación de las fuerzas sísmicas sin estimar el periodo fundamental del edificio.

Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas.

La fuerza lateral actuante en el i -ésimo nivel, F_i , se obtiene a partir de la siguiente ecuación.

$$F_i = \frac{c}{Q'} W_i h_i \left(\frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \right)$$

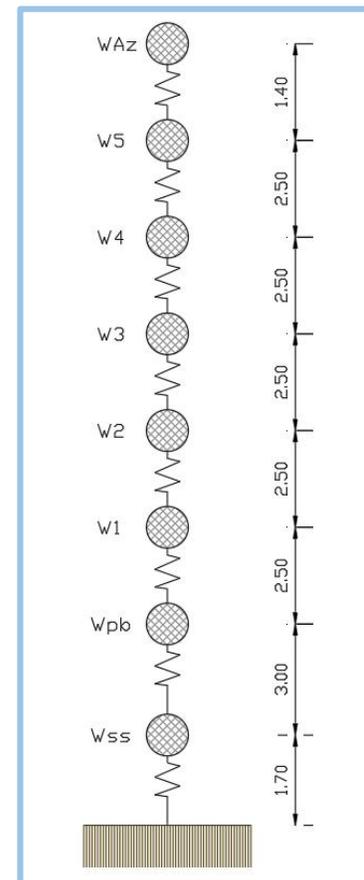


Fig. 5.1 Esquema de masas por entrepiso. (Elaboración propia 2017)

Para el cálculo de las fuerzas cortantes, utilizaremos la ecuación mostrada anteriormente. Los resultados obtenidos se encuentran en la tabla 5.3.

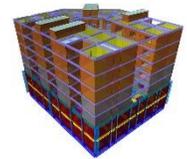


Tabla 5.3 CÁLCULO DE FUERZAS LATERALES DE LA ESTRUCTURA						
NIVEL	Wi (ton)	Hi (m)	WiHi	Fi (ton)	Vi (ton)	Mz
AZ	47.975	18.6	892.328	31.113	31.113	578.70
N-5	341.512	17.2	5874.008	204.810	235.923	3522.73
N-4	373.845	14.7	5495.524	191.613	427.536	2816.72
N-3	373.852	12.2	4560.996	159.029	586.565	1940.15
N-2	384.186	9.7	3726.606	129.936	716.501	1260.38
N-1	404.132	7.2	2909.751	101.455	817.956	730.47
PB	691.523	4.7	3250.160	113.324	931.280	532.62
SS	810.626	1.7	1378.065	48.049	979.329	81.68
$\Sigma W_i =$	3427.652	$\Sigma W_i H_i =$	28087.438			

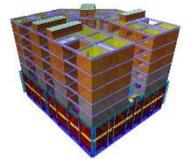
Como comprobación del método estático, se calcula el cortante basal mediante la fórmula:

$$V_b = \frac{c}{Q'} W_T$$

Sustituyendo los resultados, tenemos:

$$V_b = \frac{0.4}{1.4} (3427.652) = 979.329 \text{ ton}$$

Se observa que el valor del cortante calculado en la tabla, es igual al obtenido por fórmula, con esto podemos decir que el análisis es correcto.



Valuación de las fuerzas sísmicas estimando el periodo fundamental del edificio.

En las NTCDS se autoriza reducir las fuerzas cortantes en la edificación siempre y cuando se calcule un valor aproximado al periodo fundamental de vibración de la misma, T , el cual es el resultado de la ecuación mostrada a continuación.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i X_i^2}{g \sum F_i X_i}}$$

Donde:

X_i = desplazamiento del nivel, relativo a la base de la estructura, en la dirección de la fuerza.

g = aceleración de la gravedad.

F_i = Fuerza actuante horizontal en el nivel i .

Para obtener las rigideces totales de cada entrepiso nos apoyamos en el modelo realizado en ETABS. En las próximas tablas se muestran los resultados del cálculo para obtener el periodo fundamental de la edificación.

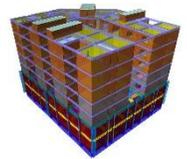


Tabla 5.4 CALCULO DEL PERIODO FUNDAMENTAL EN LA DIRECCIÓN X								
Nivel	W _i (ton)	F _i (ton)	V _i (ton)	k _{ix} (ton/cm)	V _i /k _i (cm)	X _i (cm)	W _i X _i ² (ton-cm)	F _i X _i (ton-cm)
AZ	47.97	31.11	31.11	599.90	0.052	0.686	22.56	21.33
N-5	341.51	204.81	235.92	1894.21	0.125	0.634	137.19	129.81
N-4	373.85	191.61	427.54	2893.61	0.148	0.509	96.96	97.58
N-3	373.85	159.03	586.57	4487.15	0.131	0.362	48.86	57.49
N-2	384.19	129.94	716.50	8092.75	0.089	0.231	20.46	29.99
N-1	404.13	101.45	817.96	9861.50	0.083	0.142	8.18	14.43
PB	691.52	113.32	931.28	34516.58	0.027	0.059	2.43	6.72
SS	810.63	48.05	979.33	30286.19	0.032	0.032	0.85	1.55
Σ=							337.49	358.92

Aplicando la ecuación del periodo fundamental previamente expuesta, obtenemos el periodo en la dirección x.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{337.49}{981(358.92)}} = 0.19 \text{ seg}$$

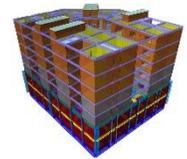


Tabla 5.5 CALCULO DEL PERIODO FUNDAMENTAL EN LA DIRECCIÓN Y								
Nivel	W _i (ton)	F _i (ton)	V _i (ton)	k _{iy} (ton/cm)	V _i /k _i (cm)	X _i (cm)	W _i X _i ² (ton-cm)	F _i X _i (ton-cm)
AZ	47.97	31.11	31.11	484.19	0.064	0.551	14.56	17.14
N-5	341.51	204.81	235.92	2878.74	0.082	0.487	80.88	99.67
N-4	373.85	191.61	427.54	3930.76	0.109	0.405	61.23	77.54
N-3	373.85	159.03	586.57	5557.49	0.106	0.296	32.74	47.06
N-2	384.19	129.94	716.50	9187.11	0.078	0.190	13.92	24.74
N-1	404.13	101.45	817.96	11677.14	0.070	0.112	5.11	11.40
PB	691.52	113.32	931.28	42904.20	0.022	0.042	1.24	4.80
SS	810.63	48.05	979.33	47450.85	0.021	0.021	0.35	0.99
Σ=							210.02	283.35

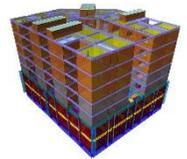
De igual manera, se aplica la ecuación 2 para conocer el periodo en la dirección y.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{210.02}{981(283.35)}} = 0.17 \text{ seg}$$

Con base en el valor del periodo fundamental, se aplicará una de las siguientes opciones:

a) Sí T es menor o igual a T_b.

Cada una de las fuerzas laterales se tomara como si se desconociera el periodo, pero procurando que la relación $V_0/W_0 = a/Q'$.



b) Si T es mayor que T_b .

cada una de las fuerzas laterales se consideraran igual a:

$$F_i = W_i(k_1 h_i + k_2 h_i^2) \frac{a}{Q}$$

Donde:

$$k_1 = [1 - 0.5r(1 - q)] \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

$$k_2 = 0.75r(1 - q) \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i^2}$$

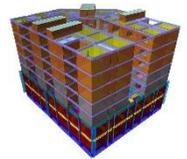
$$q = \left(\frac{T_b}{T}\right)^r$$

El valor de a nunca se tomará menor que a_0 .

En nuestro particular caso, seguiremos conforme al inciso a), ya que nuestro periodo fundamental es menor a T_b .

Nivel	Fuerzas reducidas en x		Fuerzas reducidas en y	
	F_{ix}	V_{ix}	F_{iy}	V_{iy}
Azotea	11.4096	11.4096	11.0023	11.0023
N-5	75.1072	86.5168	72.4261	83.4285
N-4	70.2677	156.7845	67.7594	151.1879
N-3	58.3185	215.1031	56.2368	207.4247
N-2	47.6497	262.7528	45.9488	253.3735
N-1	37.2051	299.9579	35.8770	289.2505
PB	41.5577	341.5156	40.0743	329.3248
SS	17.6204	359.1361	16.9914	346.3162

Tabla 5.6 Reducción de Fuerzas sísmicas.



El cortante basal actuante reducido en la dirección X:

$$V_x = \frac{a}{Q'} * W_T = 0.1048 * 3427.65 = \mathbf{359.14 \text{ ton}}$$

El cortante basal actuante reducido en la dirección Y:

$$V_x = \frac{a}{Q'} * W_T = 0.1010 * 3427.65 = \mathbf{346.32 \text{ ton}}$$

Es posible que exista cierta diferencia en los resultados a consecuencia del uso de más decimales en los cálculos.

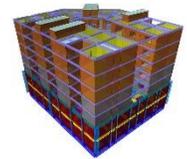
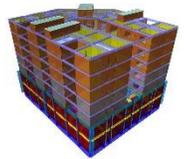
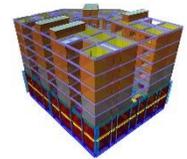


Tabla 5.7 Combinaciones de Carga para Análisis Estático

Combo	PP	CM	CVx	CVa	SXEP	SXEN	SYEP	SYEN
1	1.4	1.4	1.40					
2	1.1	1.1		1.1	1.1			
3	1.1	1.1		1.1	1.1		-0.33	
4	1.1	1.1		1.1	1.1		0.33	
5	1.1	1.1		1.1	1.1			0.33
6	1.1	1.1		1.1	1.1			-0.33
7	1.1	1.1		1.1	-1.1			
8	1.1	1.1		1.1	-1.1		0.33	
9	1.1	1.1		1.1	-1.1		-0.33	
10	1.1	1.1		1.1	-1.1			0.33
11	1.1	1.1		1.1	-1.1			-0.33
12	1.1	1.1		1.1		1.1		
13	1.1	1.1		1.1		1.1	0.33	
14	1.1	1.1		1.1		1.1	-0.33	
15	1.1	1.1		1.1		1.1		0.33
16	1.1	1.1		1.1		1.1		-0.33
17	1.1	1.1		1.1		-1.1		
18	1.1	1.1		1.1		-1.1	0.33	
19	1.1	1.1		1.1		-1.1	-0.33	
20	1.1	1.1		1.1		-1.1		0.33
21	1.1	1.1		1.1		-1.1		-0.33
22	1.1	1.1		1.1			1.1	
23	1.1	1.1		1.1	-0.33		1.1	
24	1.1	1.1		1.1	0.33		1.1	



25	1.1	1.1		1.1		0.33	1.1	
26	1.1	1.1		1.1		-0.33	1.1	
27	1.1	1.1		1.1			-1.1	
28	1.1	1.1		1.1	0.33		-1.1	
29	1.1	1.1		1.1	-0.33		-1.1	
30	1.1	1.1		1.1		0.33	-1.1	
31	1.1	1.1		1.1		-0.33	-1.1	
32	1.1	1.1		1.1				1.1
33	1.1	1.1		1.1	0.33			1.1
34	1.1	1.1		1.1	-0.33			1.1
35	1.1	1.1		1.1		0.33		1.1
36	1.1	1.1		1.1		-0.33		1.1
37	1.1	1.1		1.1				-1.1
38	1.1	1.1		1.1	0.33			-1.1
39	1.1	1.1		1.1	-0.33			-1.1
40	1.1	1.1		1.1		0.33		-1.1
41	1.1	1.1		1.1		-0.33		-1.1

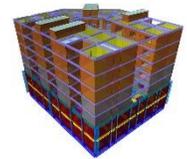


Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral.

Dentro de las NTCDS, se considera al Análisis Modal Espectral como uno de los dos principales métodos dinámicos aplicables para cualquier tipo de estructura, sin importar sus características geométricas. La diferencia entre los dos métodos considerados radica en que uno utiliza espectros de diseño sísmico, mientras que el segundo utiliza respuestas o acelerogramas de temblores reales específicos.

El método dinámico modal espectral permite el cálculo de los esfuerzos y desplazamientos máximos inducidos por el sismo. A partir de los modos y frecuencias naturales de un sistema con múltiples GDL, se puede conocer el desplazamiento generalizado, con el cual, es posible obtener las fuerzas máximas equivalentes.

Generalmente el método modal es aplicable al análisis de la respuesta dinámica de estructuras complejas dentro del intervalo lineal debidos a vibraciones del terreno de mediana intensidad del suelo que causan respuestas moderadamente grandes, pero esencialmente lineales, de la estructura. Básicamente, partiendo de la suposición de que cada modo natural de vibración tiene respuesta, frecuencia, frecuencia modal y un patrón de deformaciones propios, las respuestas modales pueden combinarse para calcular la respuesta total de la edificación para ciertas condiciones de amortiguamiento (generalmente de 5%). El análisis independiente de la respuesta de cada modo natural de vibración, mediante un oscilador de un grado de libertad, es el principal atractivo de dicho análisis. Esto incrementa sabiendo que, en general, el análisis suele hacerse sólo en los primeros modos, ya que la respuesta sísmica se debe principalmente a los modos inferiores de vibración.



Se ha demostrado que el uso del análisis modal, empleando osciladores de un grado de libertad con amortiguamiento viscoso, da resultados adecuadamente aproximados para el análisis de la respuesta lineal.

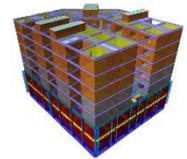
*"Un análisis modal completo proporciona la historia de la respuesta (fuerzas, desplazamientos y deformaciones) de una estructura a una historia específica de aceleración del terreno. Sin embargo, la historia completa de respuesta raramente es necesaria para el diseño; bastan generalmente los valores máximos de respuesta durante la duración del sismo. Puesto que la respuesta en cada modo de vibración puede modelarse con base en la respuesta de un oscilador de un grado de libertad, la respuesta máxima en el modo puede calcularse directamente a partir del espectro de respuesta del sismo, y existen procedimientos para combinar los máximos modales para obtener estimaciones (no el valor exacto) del máximo de la respuesta modal."*⁷

Espectro de respuesta.

Las estructuras responden ante una excitación sísmica descrita por su historia de desplazamientos o aceleraciones que se presentan sobre la base en que se suponen desplantadas. Dichos desplazamientos generan energía, la cual tiene que ser disipada por la edificación dependiendo de las características de su sistema constituido por subsuelo-cimentación-estructura-elementos no estructurales.

A pesar de su complejidad, estos sistemas pueden ser representados por osciladores de un grado de libertad y, las respuestas máximas a la excitación sísmica, se grafican, en

⁷Emilio Rosenblueth, 1992, "Diseño de estructuras resistentes a sismos", México, editorial Limusa, pág. 63



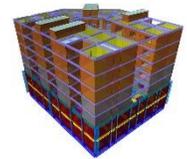
función del periodo de vibración, tomando en cuenta diferentes factores de amortiguamiento. A éstos se les denomina espectros de respuesta.

En términos generales, podemos definir al espectro de respuesta como un gráfico irregular que representa las respuestas máximas (Expresadas en desplazamiento, velocidad, aceleración, o cualquier otro parámetro de interés) de un edificio u oscilador de un grado de libertad ante una determinada acción dinámica. En dichos gráficos, se representa en abscisas el periodo propio de la estructura (o la frecuencia) y en ordenadas la respuesta máxima calculada para distintos factores de amortiguamiento.

La importancia y necesidad de conocer los espectros de un sistema está relacionada con la búsqueda de las respuestas máximas de un edificio frente a acciones dinámicas producidas durante un sismo. Como sabemos, un ingeniero estructurista siempre debe buscar éstas acciones máximas para realizar un diseño con un aceptable factor de seguridad.

Espectros de respuesta elástica.

Representan parámetros de respuesta máxima para un terremoto determinado y usualmente incluyen varias curvas que representan distintos factores de amortiguamiento. Se utilizan fundamentalmente para estudiar las características del terremoto y su efecto sobre las estructuras. Las curvas de los espectros de respuesta presentan variaciones bruscas, con numerosos picos y valles, que resultan de la complejidad del registro de aceleraciones del terreno. Se supone que el comportamiento del oscilador simple se mantenga dentro del intervalo elástico.



Espectros de respuesta inelástica.

Son similares a los anteriores pero en este caso se supone que el oscilador de un grado de libertad exhibe un comportamiento no-lineal, es decir que la estructura puede experimentar deformaciones en rango plástico por acción del terremoto. Éste tipo de espectros son de suma importancia para el diseño sismorresistente, dado que por razones prácticas y económicas, la mayoría de las construcciones se diseñan bajo la hipótesis que incursionarán en campo plástico.

Espectros de diseño.

Las construcciones no pueden diseñarse para resistir un terremoto en particular en una zona dada, puesto que el próximo terremoto probablemente presentará características diferentes. Por lo tanto, los espectros de respuesta elástica o inelástica, descritos previamente, no pueden utilizarse para el diseño sismorresistente. Por esta razón, el diseño o verificación de las construcciones se realiza a partir de espectros que son suavizados, es decir, que no tienen variaciones bruscas, y que consideran el efecto de varios terremotos. Dicho de otra manera, los espectros de diseño representan una envolvente de los espectros de respuesta típicos de una zona. Los espectros de diseño se obtienen generalmente mediante procedimientos estadísticos y representan la sismicidad probable del lugar.

El gráfico representativo de los espectros depende de las propiedades y tipo de suelo donde se proyecta la obra, es por esto que diferentes instituciones se han dado a la tarea de establecer una microzonificación sísmica en el territorio de la hoy llamada Ciudad de México.

Espectro de Diseño Sísmico Según NTCS-04

En congruencia con la tabla 3.1 de las NTCS-04, donde se establecen los valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones, se extraen los siguientes valores para la zona sísmica perteneciente a la edificación.

Zona	c	a ₀	T _a	T _b	r
III _c	0.40	0.10	1.25	4.2	2.0
Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones					

Tabla 6.1

El cálculo para obtener los valores de la ordenada de los espectros de diseño, a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, se realiza de acuerdo a lo establecido en el capítulo 3 de las ya mencionadas Normas.

Donde:

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} \quad ; \quad \text{si } T < T_a$$

$$a = c \quad ; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b$$

$$a = qc \quad ; \quad \text{si } T > T_b$$

Donde:

$$q = \left(\frac{T_b}{T} \right)^r$$

Para el cálculo del Factor de Reducción (Q'):

$$Q' = Q \quad ; \quad \text{Si se desconoce } T, \text{ o si } T \geq T_a$$

$$Q' = 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1) ; \text{ Si } T < T_a$$

De esta manera y, empleando las ecuaciones y condiciones descritas anteriormente, es como se obtienen los valores introducidos en la tabla 6.2 mostrada a continuación, donde T está expresada en segundos y a como fracción de la aceleración de la gravedad.

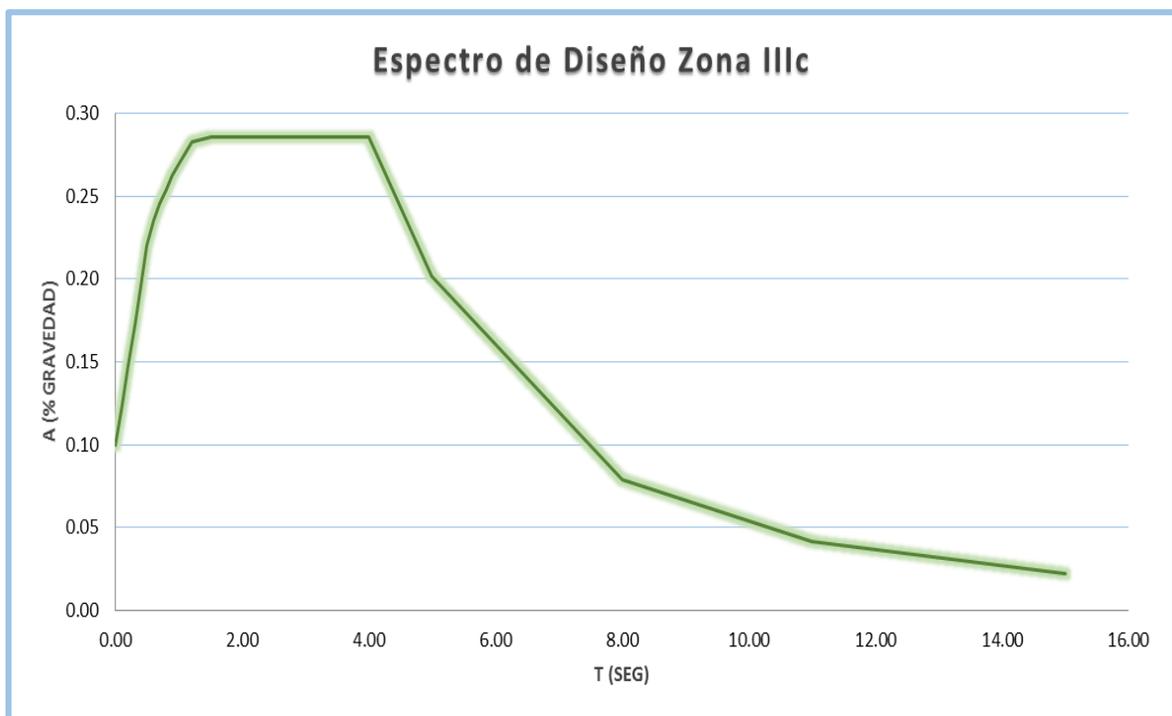
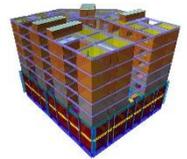


Fig. 6.1 Espectro de Diseño para Zona IIIc, Construcción Tipo B, Q=2 y F.I.=0.7



T (seg)	A (% gravedad)
0	0.1
0.1	0.1240
0.2	0.1480
0.3	0.1720
0.4	0.1960
0.5	0.2200
0.6	0.2355
0.7	0.2454
0.8	0.2544
0.9	0.2625
1.0	0.2698
1.2	0.2828
1.5	0.2857
1.7	0.2857
2.0	0.2857
2.5	0.2857
3.0	0.2857
3.5	0.2857
4	0.2857
5	0.2016
8	0.0788
11	0.0417
15	0.0224

Tabla 6.2 Valores del Espectro de Diseño Zona IIIc, Construcción Tipo B, Q=2, FI=0.7

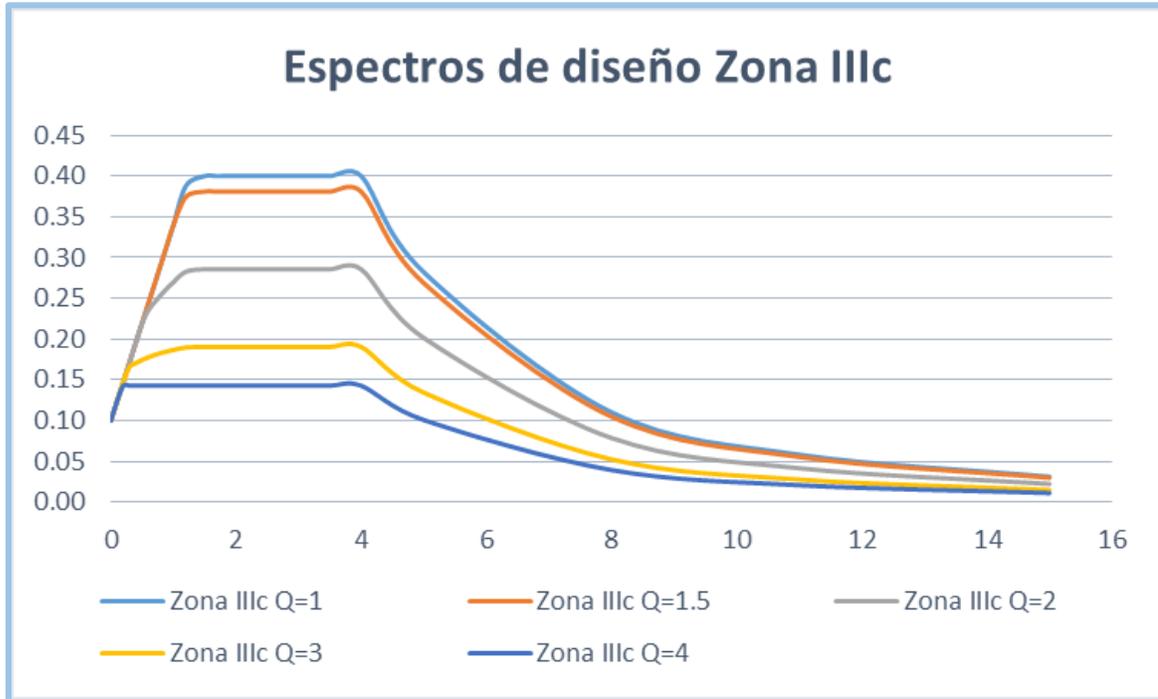
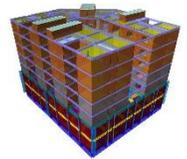


Tabla 6.2 Valores del Espectro de Diseño para Zona IIIc, Construcción Tipo B, Q=2, F.I=0.7

Combinaciones de Carga para Análisis Dinámico					
Combo	PP	CM	CVa	SxD	SyD
1	1.1	1.1	1.1	1.1	0.33
2	1.1	1.1	1.1	1.1	-0.33
3	1.1	1.1	1.1	-1.1	0.33
4	1.1	1.1	1.1	-1.1	-0.33
5	1.1	1.1	1.1	0.33	1.1
6	1.1	1.1	1.1	-0.33	1.1
7	1.1	1.1	1.1	0.33	-1.1
8	1.1	1.1	1.1	-0.33	-1.1

Tabla 6.3 Combinaciones de carga para análisis dinámico

FLUJO DE TRABAJO Y MODELADO EN ETABS

Descripción del programa.

El programa ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems o Análisis Tridimensional Extendido de Edificaciones) es un programa donde se puede ejecutar un modelo estructural tridimensional y diseñarlo mediante análisis estáticos y dinámicos. Dicho programa permite el análisis de edificaciones de concreto armado, de acero estructural e incluso de estructuras de mampostería.

Dentro de la ingeniería estructural podemos encontrar un sin número de programas para resolver problemas estructurales. En la actualidad se utilizan programas de uso general, es decir, que cubren un amplio campo de aplicaciones, sin embargo, ETABS es un programa desarrollado específicamente para la resolución de problemas en el análisis y diseño de edificaciones, lo cual nos permite tener facilidades en cuanto al ingreso, salida e interpretación de datos específicos para este tipo de estructuras. Además de ofrecer una interfaz amigable con el usuario.

Para el desarrollo del proyecto se usará la versión 16.0.2 de ETABS.

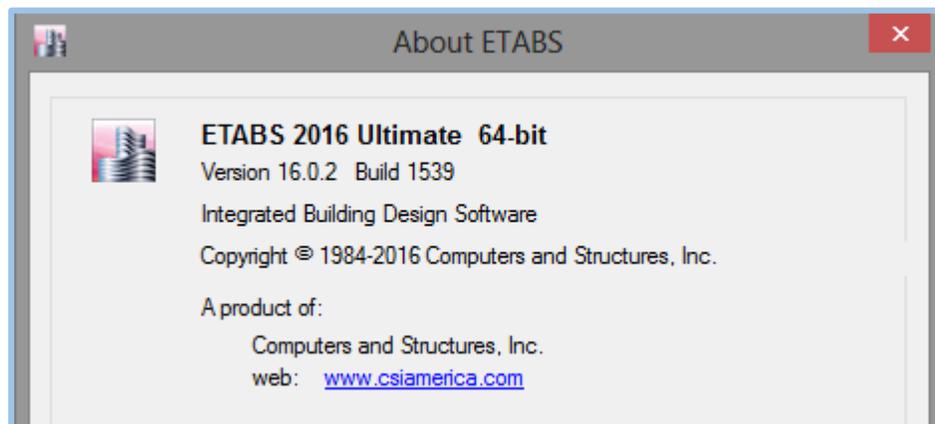


Fig. 7.1 ETABS versión 16.0.2

Flujo de trabajo

Generar los ejes de trabajo.

Con base en los planos arquitectónicos proporcionados y, debido a que nuestra estructura muestra irregularidades en su geometría, se optó por generar una rejilla donde las intersecciones coincidan con las esquinas de muros y elementos de borde. En algunos casos especiales se tuvo que recurrir al dibujo de puntos de referencia para lograr ubicar elementos en su correcta posición.

Revisión de los sistemas de unidades.

Es primordial que se revisen y personalicen los sistemas de unidades del programa para mayor comodidad en la entrada y salida de datos. Hay que modificarlos a conveniencia.

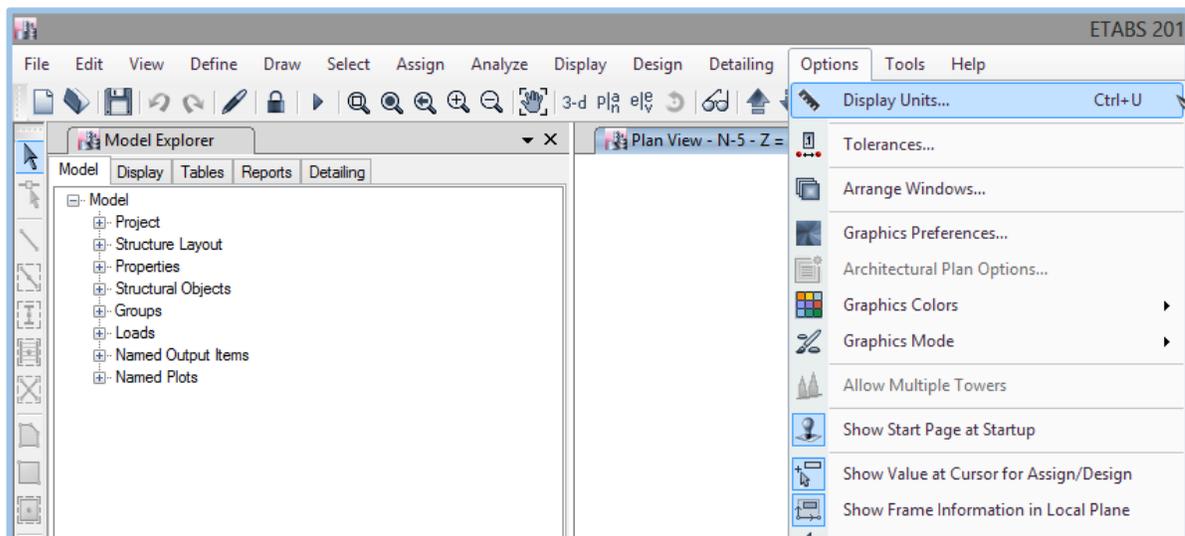


Fig. 7.2 Personalización de unidades.

Definición de materiales.

Se debe crear un nuevo material con las propiedades correspondientes a un concreto de $f'c=250$ kg/cm². Además, se

definen las propiedades mecánicas de la mampostería que se utilizará en los muros de carga, según su ficha técnica.

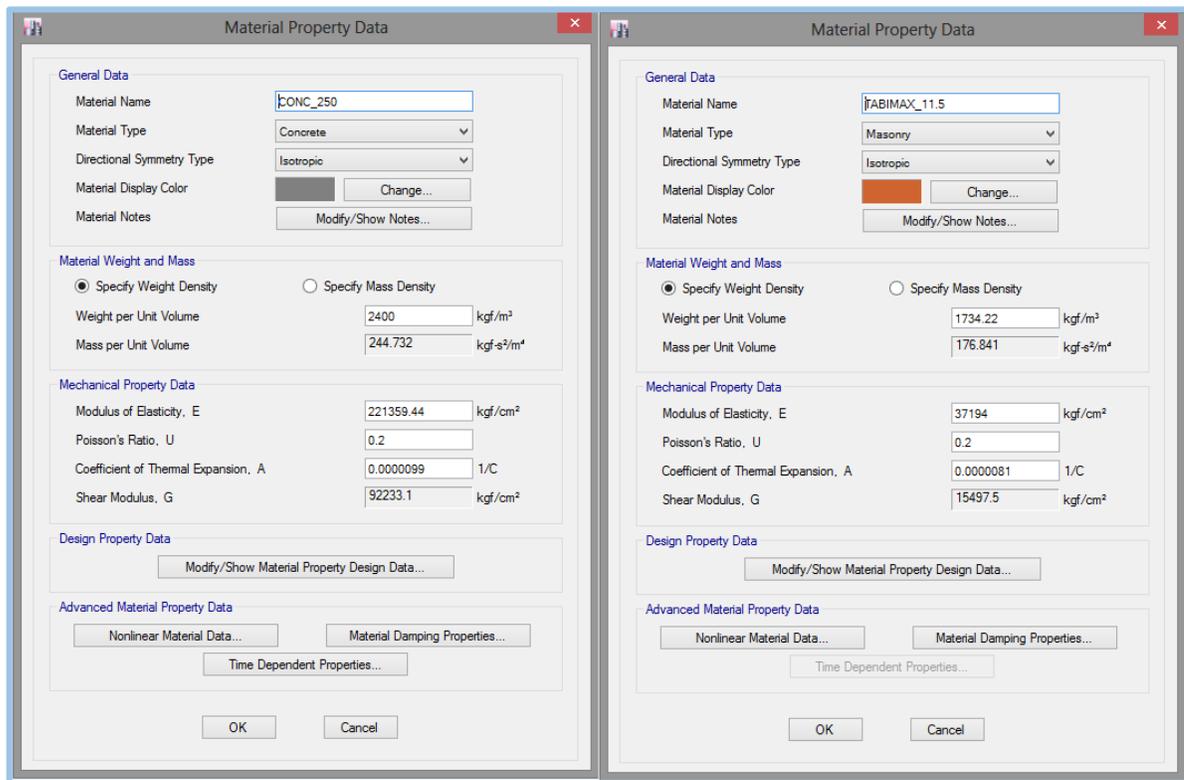
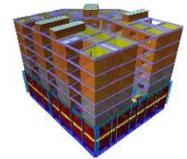


Fig. 7.3 Definición de Materiales

Definición de Secciones transversales. (Elementos frame)

Las secciones transversales de vigas y columnas serán definidas de acuerdo a un pre dimensionamiento realizado con base en el número de pisos, el sistema estructural elegido, las geometría de la edificación y algunos aspectos que el criterio dicta. Estas secciones no serán definitivas y se cambiaran, si es necesario, según los requerimientos de cada nivel mostrados durante el análisis del edificio para así llegar a las secciones finales. Para definir secciones es en la pestaña Define > Frame sections... > Define Frame Properties. Habrá que seleccionar el material y definir las medidas de la sección transversal.



Es crucial que al definir las secciones se especifique si son vigas o columnas ya que el programa realiza un análisis diferente dependiendo de éstas dos características.

Definición de Secciones transversales. (Elementos Shell)

Para las propiedades de las losas, se seleccionará el material previamente creado (CONC_250) y se asignarán los espesores contemplados para cada una de ellas. Para definir secciones tipo Shell hay que ir a la pestaña Define > Section properties... > Slab sections/Wall sections.

Modelaremos todas las losas macizas y muros como elementos tipo Shell Thin para que ésta sea capaz de distribuir las cargas a las diferentes secciones, por otra parte, los sistemas de vigueta y bovedilla de entrepiso serán modelados como un Deck y se le asignará un ancho resultado de la relación del peso aproximado del sistema de piso y el peso volumétrico teórico del concreto Armado. Se limitaran sus resistencias y rigideces al 50%.

Muros

Para los muros de concreto y mampostería se idealiza un elemento tipo Shell Thin. En el caso de la Mampostería utilizaremos el material, definido previamente, Tabimax_11.5, de acuerdo con los datos extraídos de su ficha técnica.

Generar el Espectro de Diseño.

La versión 16.0.2 de ETABS incluye una herramienta para calcular los espectros de diseño mediante las normativas del RCDF-04, CFE-93 y CFE-08. Los resultados obtenidos con dicha herramienta son altamente confiables y precisos. En nuestro

particular caso, se realizó el cálculo manual del espectro y se comparó con el arrojado por el programa, resultando valores de aceleración iguales para los mismos periodos.

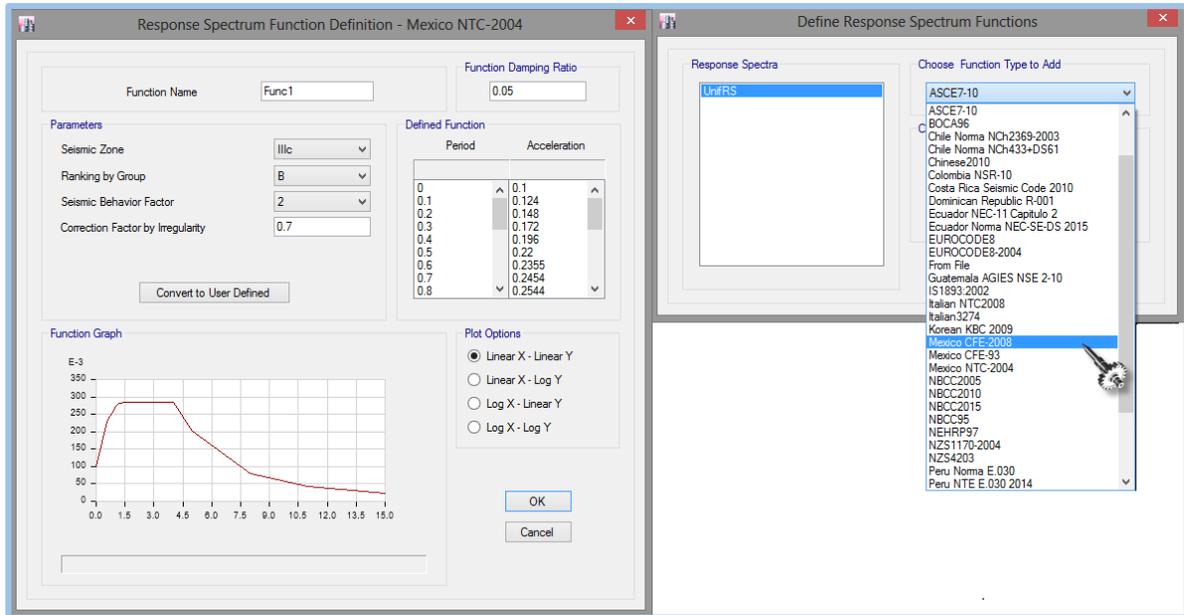


Fig. 7.4 Definición de Espectro de Diseño.

Casos de carga.

Los casos de carga para un análisis estático deberán ser definidos en load patterns. Dando click en la ficha Define > Load Patterns. Por otra parte, para definir casos de carga para un análisis modal espectral se tendrán que definir en Load Cases. Define > Load Cases...

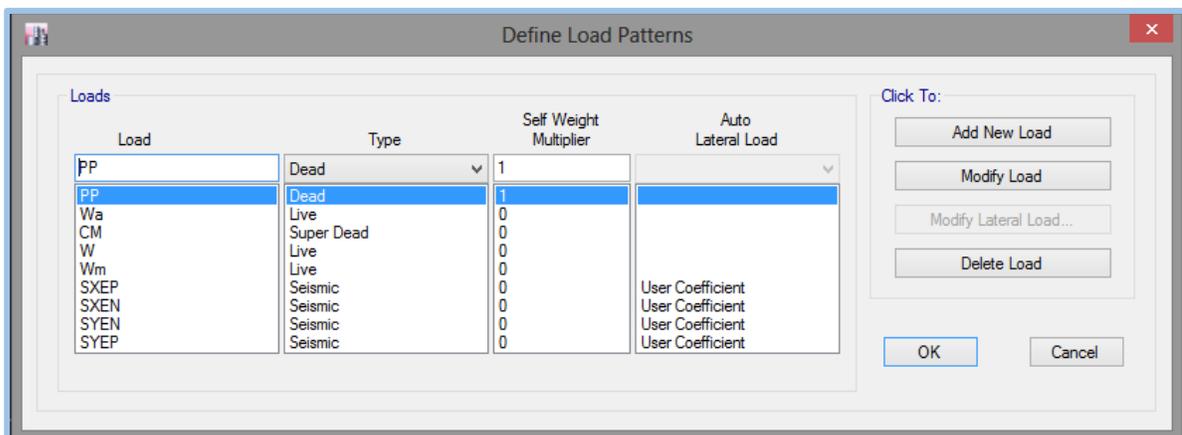


Fig. 7.5 Definición de Patrones de Carga

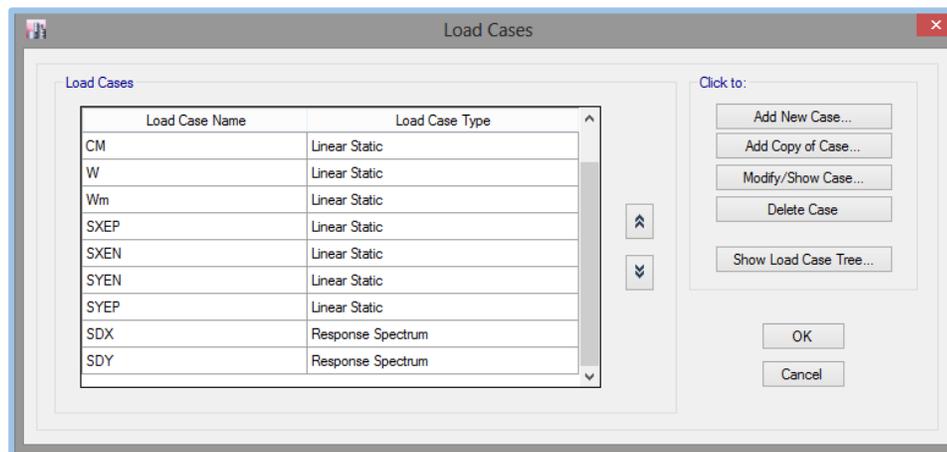


Fig. 7.6 Definición de Casos de Carga

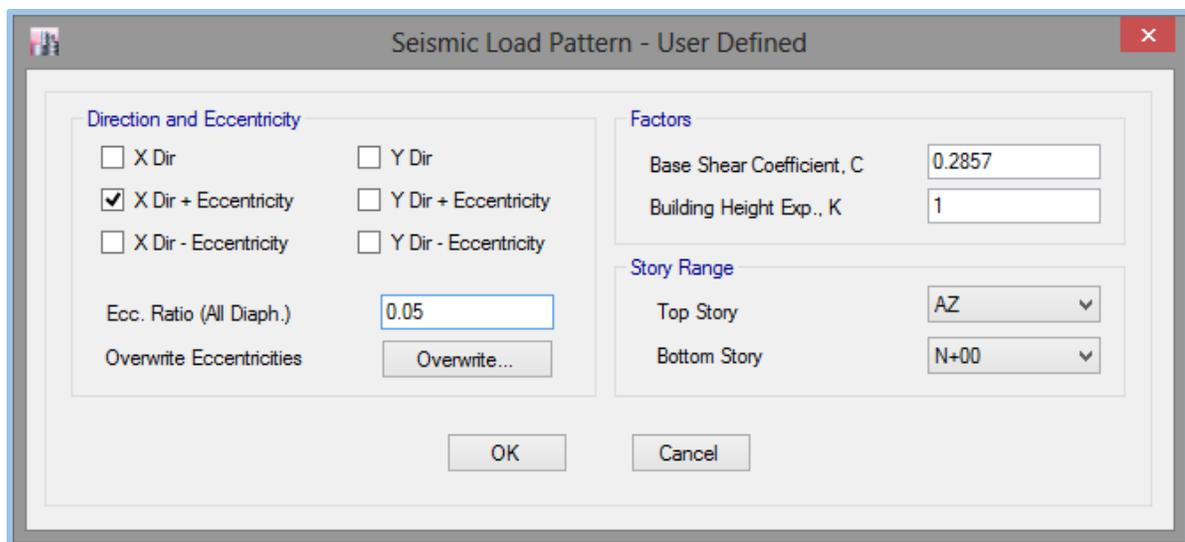


Fig. 7.7 Carga Sísmica Estática con excentricidad positiva en la dirección X

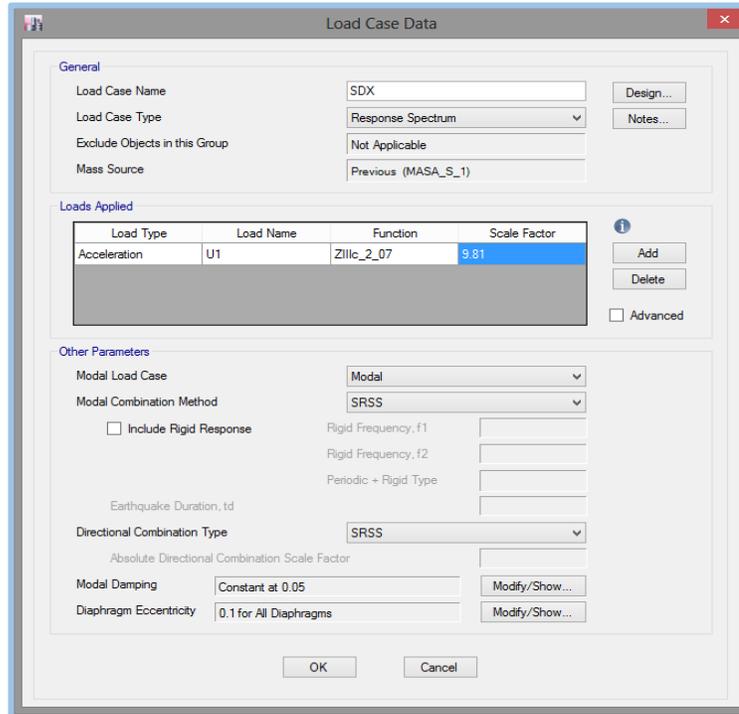


Fig. 7.8 Carga Sísmica Dinámica en dirección X

Combinaciones de carga.

Para definir las combinaciones dentro del programa se habrá que ir a la ficha define > load combinations > add new combo. Ahí se ingresarán todas las combinaciones de carga que se consideren pertinentes para nuestro modelo.

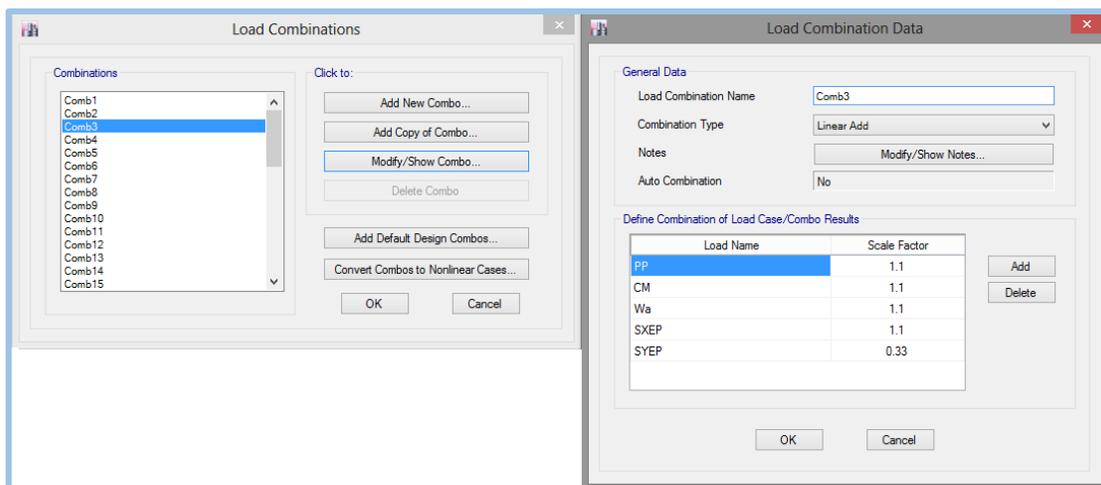


Fig. 7.9 Definición de las combinaciones de carga.

Definición de diafragmas rígidos.

ETABS ofrece dos opciones para el Modelado de los sistemas de piso; diafragmas rígidos, semi-rígidos (flexible).

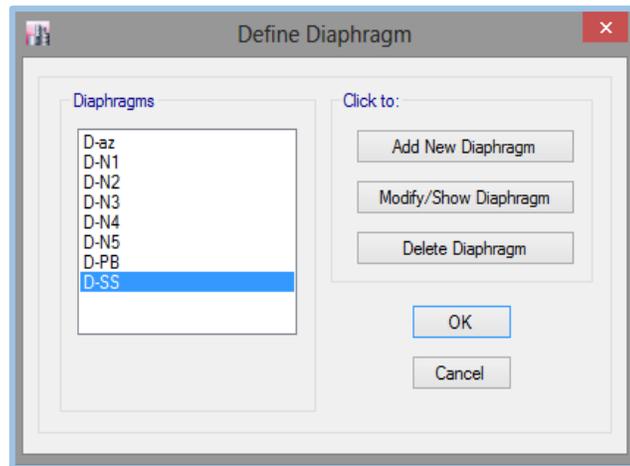


Fig. 7.10 Definición de Diafragmas rígidos.

En el compartimiento de los modelos de diafragma rígidos, se asume de forma básica que no hay deformaciones dentro del plano en la placa del piso, por lo que las deformaciones laterales serán iguales en ambos extremos.

Nuestros sistemas de piso serán de la losa maciza en niveles inferiores y de vigueta y bovedilla en los superiores, es por ello que es importante definir las losas como diafragmas rígidos para indicarle al programa que el elemento podrá transmitir los desplazamientos, de manera uniforme, a todos sus elementos de apoyo. Hay que recalcar que se considera pertinente crear un diafragma rígido por cada entrepiso que pueda sufrir desplazamiento.

Definición de la Masa.

Para el cálculo de los modos de vibración, el modelo debe contener masa, la cual debe ser definida y asignada por el usuario. La masa de la edificación en estudio estará definida por la masa de los propios objetos, la carga muerta y la carga viva accidental. Ningún modelo puede considerarse correcto si no se tiene bien definida la masa participante durante un sismo.

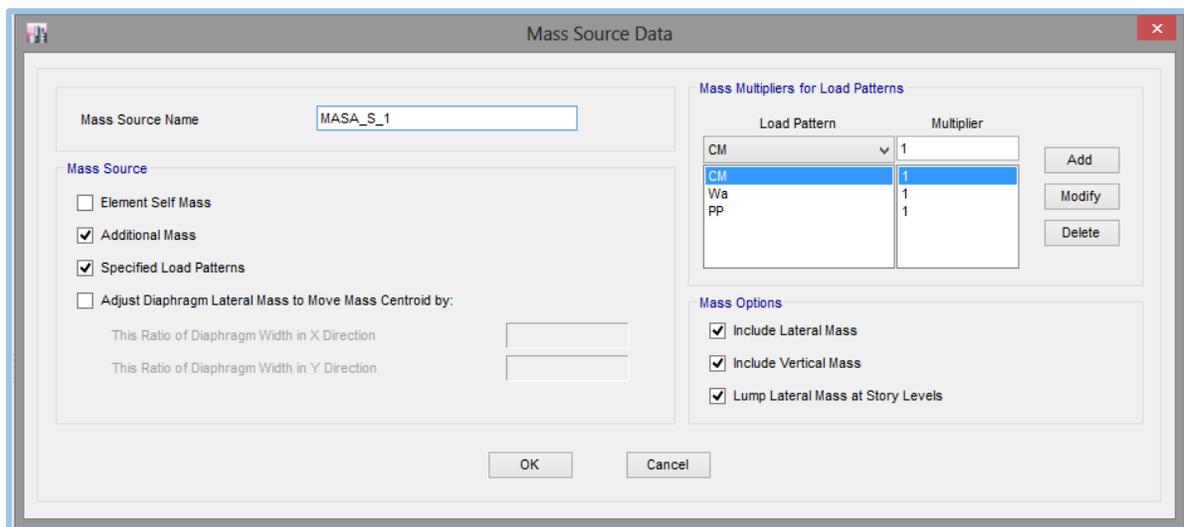
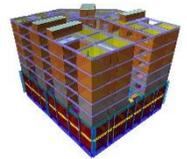


Fig. 7.11 Definición de la masa.

Proceso de Dibujo del modelo.

Trazo de elementos Frame

Para el trazo de los elementos Frame (vigas y columnas) hay que plantarse en la pestaña Draw > Draw Beam/column/Brace objects > Draw Beam/Column/Brace object (Plan, Elev, 3D), habrá que seleccionar la sección del elemento que se desea dibujar y dar clic en el punto inicial, extender el elemento hasta el punto final deseado y finalizar la acción con otro clic.



Traza de Muros

Los muros podrán ser modelados desde la pestaña Draw > Draw Floor/Wall objects > Draw Walls (Plan). El procedimiento de dibujo será el mismo que para los elementos frame, descrito previamente. Los muros sólo podrán ser dibujados desde una vista en planta.

Traza de Sistemas de piso

Para el trazo de las losas se seguirá el procedimiento anterior cambiando la última selección por Draw Floor. ETABS permite dos maneras de dibujar un floor, los cuales son seleccionando todos los puntos de borde o por medio de un rectángulo (sólo seleccionando dos puntos opuestos), en nuestro caso, debido a la irregularidad de los tableros, usaremos el primer método.

Con la finalidad de tener bien definidos los puntos de apoyo de trabes y losas, se dibujaron de manera primaria todos los muros en cada nivel. Después de terminar los muros se continuó con trabes, y por último se modelaron las losas. Para obtener un modelo refinado se optó por crear las aberturas (destinadas a ventanas y ventanales) en los muros correspondientes, con el fin de obtener esfuerzos actuantes con mayor apego a la realidad.

Asignación de propiedades.

Asignación de Diafragmas rígidos.

Como ya se mencionó, definir los diafragmas como rígidos es importante, para esto habrá que seguir la siguiente ruta. Seleccionar los elementos que conforman al diafragma > Assign > Shell > Diaphragms... Este paso se tendrá que repetir para cada losa de entrepiso y habrá que asignar el correspondiente para evitar futuras confusiones.

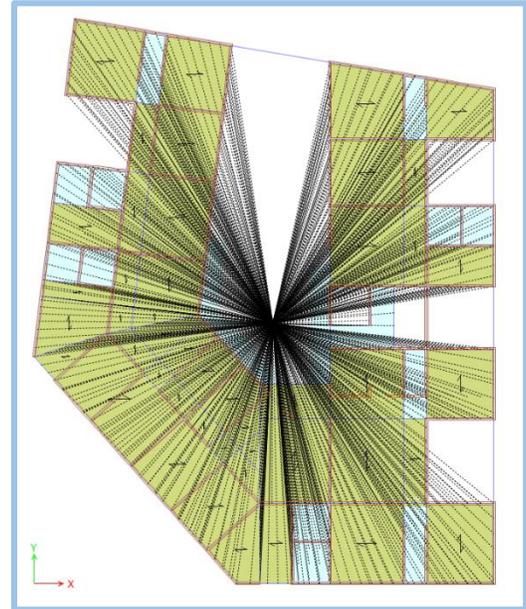


Fig. 7.12 Asignación de Diafragmas

Asignación de cargas

Todos los elementos estarán sujetos a cargas que pueden ser vivas o muertas y que, además, pueden variar dependiendo la manera en que se encuentran aplicadas.

- Acciones puntuales (fuerzas, momentos, desplazamientos)
- Acciones lineales (fuerzas distribuidas, momentos distribuidos)
- Acciones en las áreas (Fuerzas)

En nuestro caso sólo aplicaremos cargas uniformemente distribuidas en las losas. Seleccionar elementos > Assign > Shell loads > Uniform...

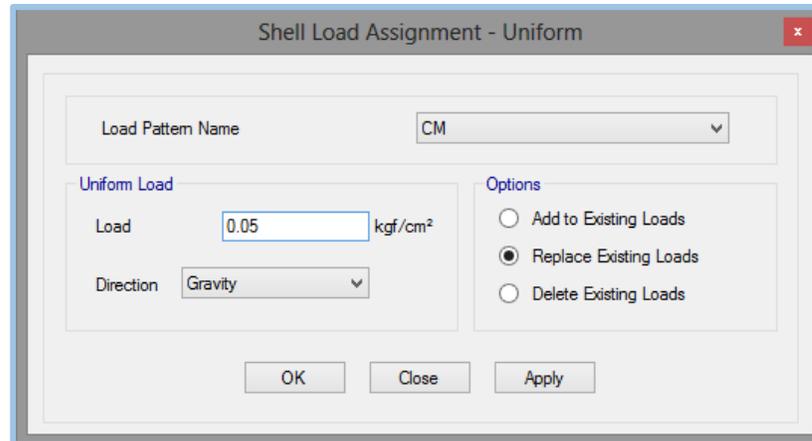


Fig. 7.13 Asignación de cargas.

Revisión del modelo

Una vez definidas las características geométricas, los materiales, secciones transversales, cargas sísmicas, combinaciones de carga, etc. Se procede a correr una verificación para comprobar que la transmisión de cargas se realice de manera correcta y que no existan elementos traslapados ni desconectados. En la pestaña Analyze > Check Model. Habrá que seleccionar todos los parámetros que se quieran revisar.

En seguida aparecerá una ventana donde se desplegarán todos los posibles errores que se tengan en el modelo. Cabe aclarar que un modelo es más confiable siempre y cuando no se tengan Warnings.

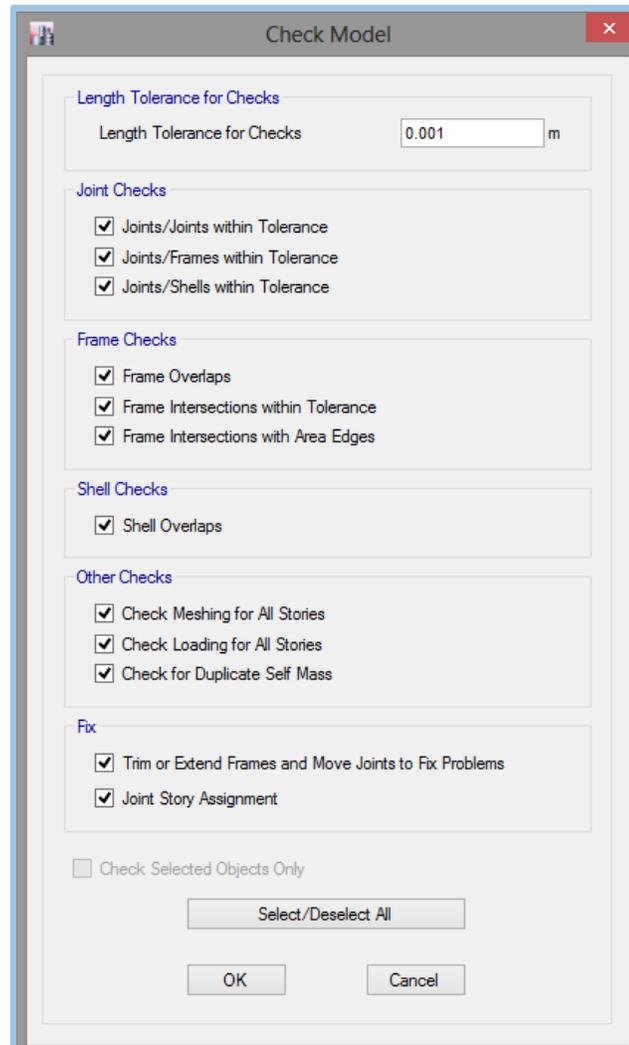


Fig. 7.14 Revisión del Modelo.

Ya que se verificó el modelo y luego de comprobar que no se tienen errores, se procederá a correr el análisis del modelo. Analyze > Run Model...

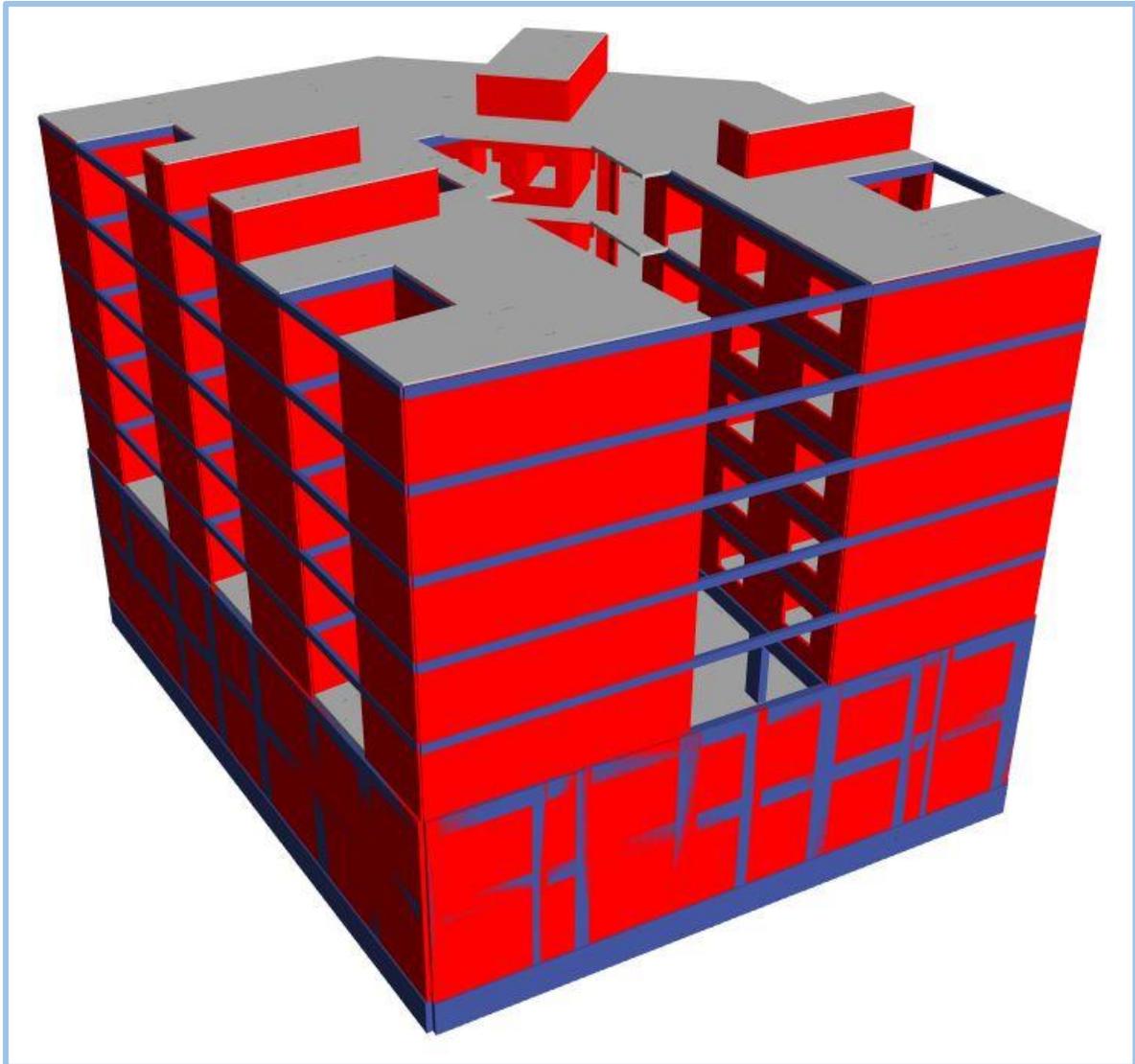
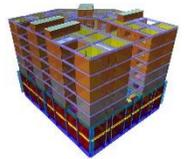
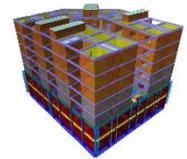


Fig. 7.15 Modelo Tridimensional Final

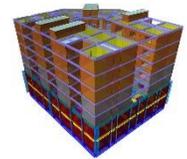


RESPUESTA ESTRUCTURAL

Es preciso hacer una revisión del comportamiento de la estructura con la finalidad de conocer los esfuerzos producidos en todos y cada uno de los elementos estructurales componentes, para poder asegurar que los materiales y secciones propuestas para tal elemento, son las adecuadas para resistir todas las sollicitaciones de servicio y accidentales.

Toda estructura experimentará desplazamientos y, son estos, los que alertan al proyectista acerca del nivel de daños que se pueden presentar en algún elemento. Para tener certeza de la resistencia se realizan modelos más complejos que determinen periodos estructurales, formas modales y la participación de la masa, para determinar, con menor grado de incertidumbre, las deformaciones y esfuerzos internos actuantes.

Cuando el programa ya ha finalizado el análisis se podrán seleccionar y visualizar las tablas con los resultados numéricos de la estructura. Dichas tablas nos permiten verificar los resultados de mejor manera. Para acceder a las tablas hay que seguir la siguiente ruta: Display > Show Tables. Inmediatamente se desplegará una ventana donde nos aparecerán tres grupos básicos en el modelo; Model, Analysis y Design. Al hacer clic en cada uno de ellos podremos ver diferentes subgrupos en los cuales se hallan distintos datos. Dependiendo los resultados que se deseen visualizar habrá que dar clic en alguno de los tres grupos.

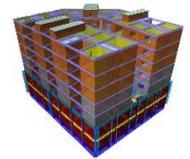


Desplazamientos horizontales de la estructura.

Existen limitaciones establecidas por las normas para los desplazamientos laterales, donde se dicta que las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos, producidos por fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, no serán mayores que 0.006 veces la diferencia entre sus elevaciones, cuando haya elementos que puedan ser severamente afectados por deformaciones apreciables. En caso contrario, el límite será de 0.012 veces la diferencia de elevaciones.

Nivel	C. carga	Δx (cm)	Deriva
N-5	SDX	0.488	0.0004
N-4	SDX	0.385	0.0005
N-3	SDX	0.267	0.0005
N-1	SDX	0.155	0.0003
PB	SDX	0.092	0.0002
SS	SDX	0.04	0.0001
N-5	SDY	0.02	0.0001
N-4	SDY	0.411	0.0003
N-3	SDY	0.338	0.0004
N-2	SDY	0.245	0.0004
N-1	SDY	0.143	0.0003
PB	SDY	0.076	0.0002
SS	SDY	0.026	0.0001

Tabla 8.1 Desplazamientos y Derivas



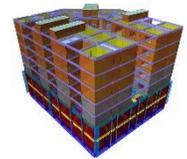
Centros de masa y rigidez.

Nivel	XCM	YCM	XCR	YCR	eX	eY
SS	11.64	14.21	13.09	13.31	-1.45	0.91
PB	11.91	12.96	13.06	13.14	-1.15	-0.18
N-1	11.39	12.79	11.45	13.98	-0.06	-1.19
N-2	11.39	12.83	10.62	13.90	0.77	-1.07
N-3	11.39	12.85	10.89	13.38	0.51	-0.52
N-4	11.39	12.85	10.91	12.89	0.49	-0.04
N-5	11.40	11.40	12.87	10.84	12.41	0.56

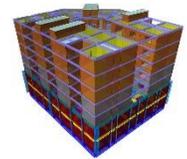
Tabla 8.2 Centros de Masa y Rigidez.

Modos de vibrar y periodos.

Caso	Tipo	Número	Periodo (s)	Frecuencia (ciclos/s)	Frecuencia circular (rad/s)
Modal	Modo	1	0.191	5.226	32.8345
Modal	Modo	2	0.167	5.997	37.6811
Modal	Modo	3	0.135	7.403	46.5168
Modal	Modo	4	0.106	9.407	59.1044
Modal	Modo	5	0.095	10.535	66.1937
Modal	Modo	6	0.094	10.653	66.9325
Modal	Modo	7	0.094	10.693	67.1836
Modal	Modo	8	0.093	10.703	67.2464
Modal	Modo	9	0.093	10.782	67.7472

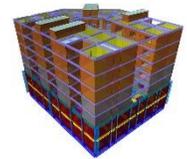


Modal	Modo	10	0.092	10.866	68.2743
Modal	Modo	11	0.088	11.402	71.6387
Modal	Modo	12	0.084	11.953	75.1046
Modal	Modo	13	0.083	12.051	75.7202
Modal	Modo	14	0.082	12.161	76.4103
Modal	Modo	15	0.081	12.352	77.612
Modal	Modo	16	0.079	12.61	79.233
Modal	Modo	17	0.077	12.99	81.6195
Modal	Modo	18	0.075	13.261	83.3218
Modal	Modo	19	0.075	13.421	84.3258
Modal	Modo	20	0.073	13.69	86.0174
Modal	Modo	21	0.072	13.888	87.2624
Modal	Modo	22	0.071	14.136	88.8192
Modal	Modo	23	0.069	14.54	91.3547
Modal	Modo	24	0.067	14.923	93.762
Modal	Modo	25	0.066	15.253	95.8364
Modal	Modo	26	0.064	15.603	98.0376
Modal	Modo	27	0.06	16.704	104.9527
Modal	Modo	28	0.06	16.801	105.5664
Modal	Modo	29	0.056	17.776	111.693
Modal	Modo	30	0.052	19.245	120.9205
Modal	Modo	31	0.051	19.44	122.1422



Modal	Modo	32	0.051	19.797	124.3879
Modal	Modo	33	0.048	20.88	131.1924
Modal	Modo	34	0.045	22.051	138.5475
Modal	Modo	35	0.044	22.534	141.5849
Modal	Modo	36	0.04	24.984	156.9763
Modal	Modo	37	0.039	25.758	161.8409
Modal	Modo	38	0.037	26.712	167.8341
Modal	Modo	39	0.033	30.646	192.5556
Modal	Modo	40	0.032	31.349	196.9737
Modal	Modo	41	0.031	32.079	201.5605
Modal	Modo	42	0.026	38.788	243.7111
Modal	Modo	43	0.025	39.403	247.5754
Modal	Modo	44	0.024	41.894	263.2279
Modal	Modo	45	0.018	56.652	355.9557
Modal	Modo	46	0.017	58.307	366.3513
Modal	Modo	47	0.016	64.214	403.4678
Modal	Modo	48	0.006	167.231	1050.7426
Modal	Modo	49	0.005	196.084	1232.032
Modal	Modo	50	0.005	206.055	1294.6817

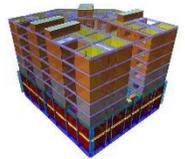
Tabla 8.3 Periodos



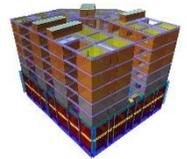
Participación modal de la masa.

Habrá que revisar los valores de la participaci3n modal de la masa cuando se reconoce el acoplamiento entre los grados de libertad de traslaci3n horizontal y de rotaci3n con respecto a un eje vertical, en dicho caso se tendrá que verificar que se incluya el efecto de los modos naturales que sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada direcci3n de análisis sea mayor o igual al 90 por ciento del peso total de la estructura. Todo esto en congruencia con la secci3n 9.1 de las normas técnicas complementarias ya mencionadas anteriormente.

Participaci3n modal de la masa				
Caso	Modo	Periodo	X	Y
Modal	1	0.191	0.4179	0.0038
Modal	2	0.167	0.0015	0.4049
Modal	3	0.135	0.0012	0.0117
Modal	4	0.106	5.37E-06	1.11E-05
Modal	5	0.095	0.0028	2.808E-05
Modal	6	0.094	0.0003	4.916E-06
Modal	7	0.094	2.511E-06	0
Modal	8	0.093	3.024E-06	0
Modal	9	0.093	2.999E-05	3.292E-06
Modal	10	0.092	2.147E-05	1.912E-06
Modal	11	0.088	0.0002	2.071E-06

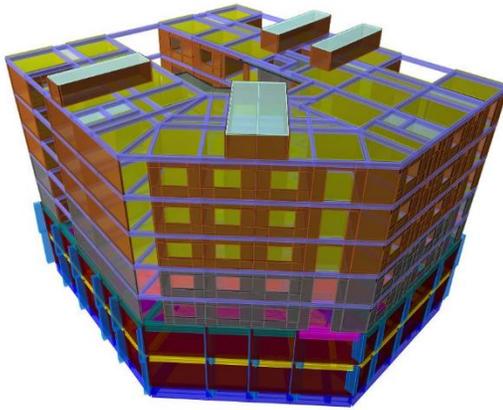
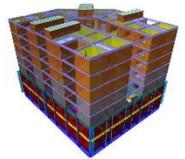


Modal	12	0.084	0.0001	1.944E-05
Modal	13	0.083	0.0139	0.0004
Modal	14	0.082	0.0001	1.401E-05
Modal	15	0.081	0.0171	0.0014
Modal	16	0.079	0.0013	4.723E-05
Modal	17	0.077	0.0001	3.91E-06
Modal	18	0.075	0.0025	0.001
Modal	19	0.075	0.0023	0.0005
Modal	20	0.073	0.0078	0.0045
Modal	21	0.072	0.1129	0.0058
Modal	22	0.071	0.0126	0.0067
Modal	23	0.069	0.0427	0.0256
Modal	24	0.067	0.0023	0.0112
Modal	25	0.066	0.0113	0.001
Modal	26	0.064	0.0016	0.0174
Modal	27	0.06	0.0009	0.0373
Modal	28	0.06	0.0027	0.0034
Modal	29	0.056	0.0056	0.052
Modal	30	0.052	0.0066	0.0087
Modal	31	0.051	0.0012	0.0103
Modal	32	0.051	0.006	0.0026
Modal	33	0.048	0.0002	0.0023
Modal	34	0.045	0.0322	0.0112
Modal	35	0.044	0.0242	0.0116

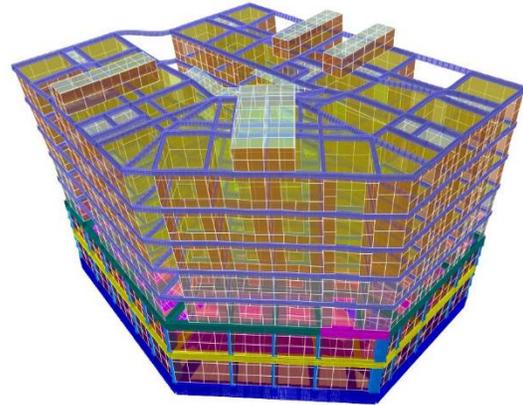


Modal	36	0.04	0.0373	0.0141
Modal	37	0.039	0.0013	0.0104
Modal	38	0.037	0.0102	0.0485
Modal	39	0.033	0.0029	0.0503
Modal	40	0.032	0.0223	0.0025
Modal	41	0.031	0.0087	0.0179
Modal	42	0.026	0.0137	1.449E-05
Modal	43	0.025	0.001	0.046
Modal	44	0.024	0.0025	0.0003
Modal	45	0.018	0.0017	0.0003
Modal	46	0.017	0.0175	0.0017
Modal	47	0.016	0.002	0.0218
Modal	48	0.006	0.0014	0.0004
Modal	49	0.005	0.0003	0.1052
Sumatorias=			0.955	0.955

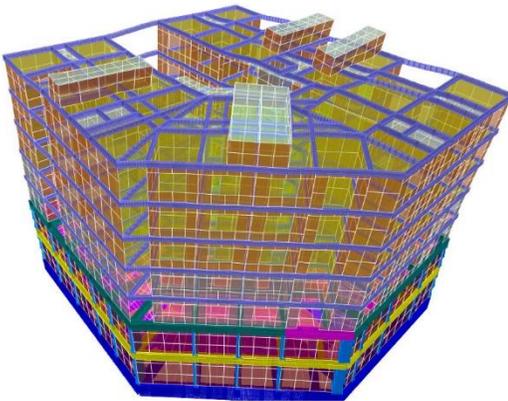
Tabla 8.4 Participación Modal de la Masa.



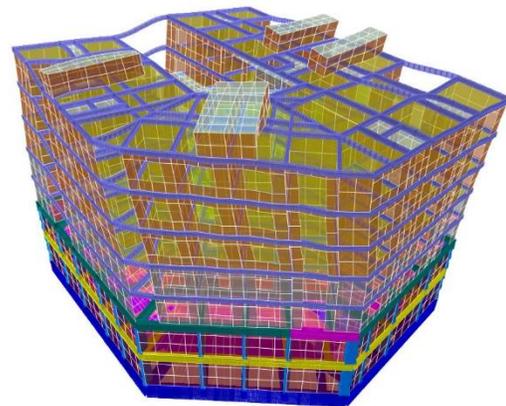
Configuración Inicial



Modo 1



Modo 2



Modo 3

Revisión del cortante basal

Al utilizar el método de análisis dinámico modal espectral, se debe satisfacer con la relación 9.3 de las NTC-S donde se establece que el cortante basal obtenido por un análisis dinámico deber ser, al menos, igual al 80 por ciento del cortante basal obtenido por el método estático. De no satisfacer dicho requisito, se deberán incrementar las fuerzas de diseño y los desplazamientos laterales correspondientes.

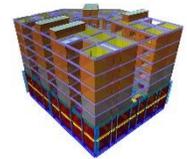


Tabla 8.5 Revisión de cortantes basales			
Análisis estático		Análisis dinámico	
VEx	VEy	VDx	VDy
733.73	733.73	266.66	245.31

$$\frac{VEx}{VDx} = \frac{733.73 * 0.8}{266.66} = 2.20$$

$$\frac{VEy}{VDy} = \frac{733.73 * 0.8}{245.31} = 2.39$$

El sismo deberá acelerarse 2.20 veces en dirección X y 2.39 veces en la dirección Y para lograr satisfacer el requisito, previamente citado, de las normas.

El sismo se acelera alterando el valor de la aceleración de la gravedad; multiplicándolo por el factor obtenido, en la definición del caso de carga dinámico en X y en Y. El nuevo valor de la aceleración de la gravedad en X será de 21.58m/s², mientras en Y será igual a 23.45m/s², el cual deberá ser ingresado de igual manera que en la figura mostrada a continuación.

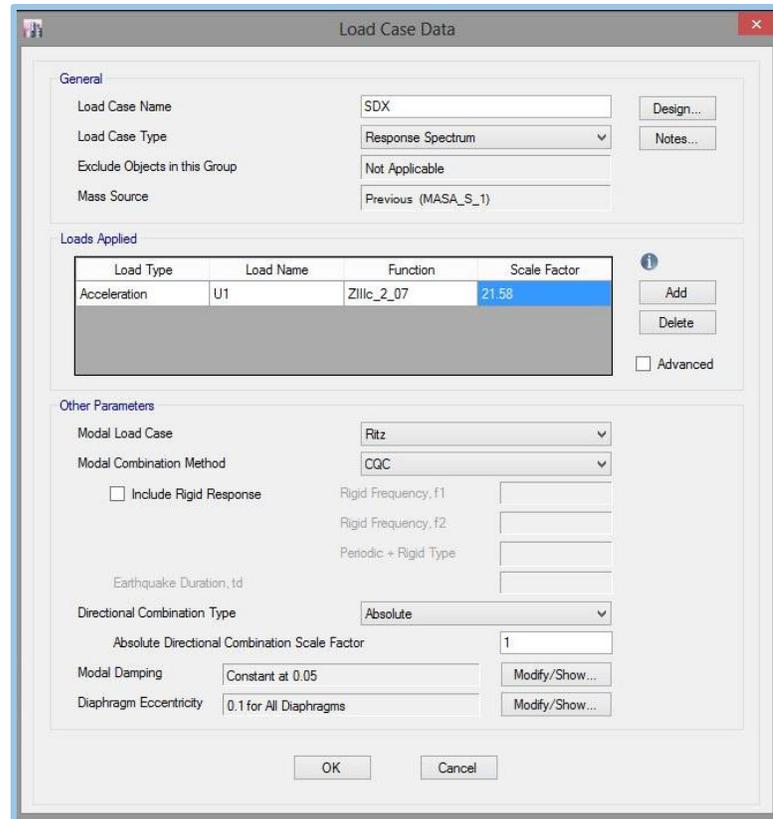


Fig. 8.2 Sismo acelerado en la dirección X

De esta manera se puede asegurar que el cortante basal dinámico en X y Y superarán el 80 por ciento del cortante basal estático, cumpliendo así con lo que estipulado en las NTC-S.

Modificaciones

En términos generales, el edificio muestra un comportamiento aceptable, sin embargo, se sustituirán los muros perimetrales y algunos centrales del segundo nivel, por muros de concreto armado para aumentar la rigidez de la estructura e impedir deformaciones mayores ante sollicitaciones accidentales.

REVISIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Estados límite de Servicio

Revisión de desplazamientos verticales.

Los requisitos de servicio establecidos en los reglamentos consisten generalmente en el cálculo de flechas en elementos bajo cargas de servicio, y en la comparación de las mismas con los desplazamientos admisibles. El RCDF propone un planteamiento que consiste en fijar qué características de la respuesta deben considerarse como estados límite y fijar valores cuantitativos sólo para los casos más comunes. Según dicho reglamento, debe considerarse como estado límite una flecha vertical igual al claro entre doscientos cuarenta, más 0.5cm. Además, para miembros cuyas deformaciones afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar deformaciones apreciables, se considerará como estado límite una deflexión, medida después de la colocación de elementos estructurales, igual al claro entre cuatrocientos ochenta, más 0.3cm. Para elementos en voladizo los límites anteriores se multiplicarán por dos.

Para la revisión por desplazamientos verticales tomaremos la trabe TP-E entre los ejes 6 y 7 del primer nivel, debido a que es una de las trabes con claro largo.

$$\delta_{vert} \leq \frac{L}{480} + 0.3cm = \frac{409cm}{480} + 0.3cm = 1.15cm$$

El programa nos arroja una deflexión inmediata de -0.173cm en la combinación más desfavorable que actúa sobre dicha trabe.

Deflexión adicional a largo plazo:

$$\delta_{dif} = \frac{2}{1 + 50\rho'} \delta_{inst} = \frac{2}{1 + \frac{50 * 2.54cm^2}{15cm * 30cm}} (0.173cm) = 0.27cm$$

Comprobando tenemos que:

$$\delta_{vert} = \delta_{inst} + \delta_{dif} = 0.173 + 0.26 = 0.443cm \leq 1.15cm$$

Es observable que la trabe cumple con el requisito sin ningún problema.

Ahora revisaremos una trabe en nivel de semisótano para verificar que cumpla con los desplazamientos verticales admisibles. La trabe a revisar será la T-C entre los ejes 2 y 4 donde el programa nos arroja una flecha de -0.285cm.

$$\delta_{vert} \leq \frac{L}{240} + 0.5cm = \frac{679cm}{240} + 0.5cm = 3.33cm$$

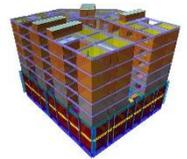
Deflexión adicional a largo plazo:

$$\delta_{dif} = \frac{2}{1 + 50\rho'} \delta_{inst} = \frac{2}{1 + \frac{50 * 8.61cm^2}{30cm * 65cm}} (0.285cm) = 0.731cm$$

Comprobando tenemos que:

$$\delta_{vert} = \delta_{inst} + \delta_{dif} = 0.285 + 0.731 = 1.01cm \leq 3.33cm$$

La trabe de semisótano también cumple con los desplazamientos admisibles.



Revisión de desplazamientos laterales

Tabla 9.1 Derivas de Entrepiso			
X		Y	
AZ	0.00075	AZ	0.00146
N-5	0.00084	N-5	0.00059
N-4	0.00095	N-4	0.00075
N-3	0.00093	N-3	0.00082
N-2	0.00051	N-2	0.00054
N-1	0.00043	N-1	0.00042
PB	0.00013	PB	0.00010

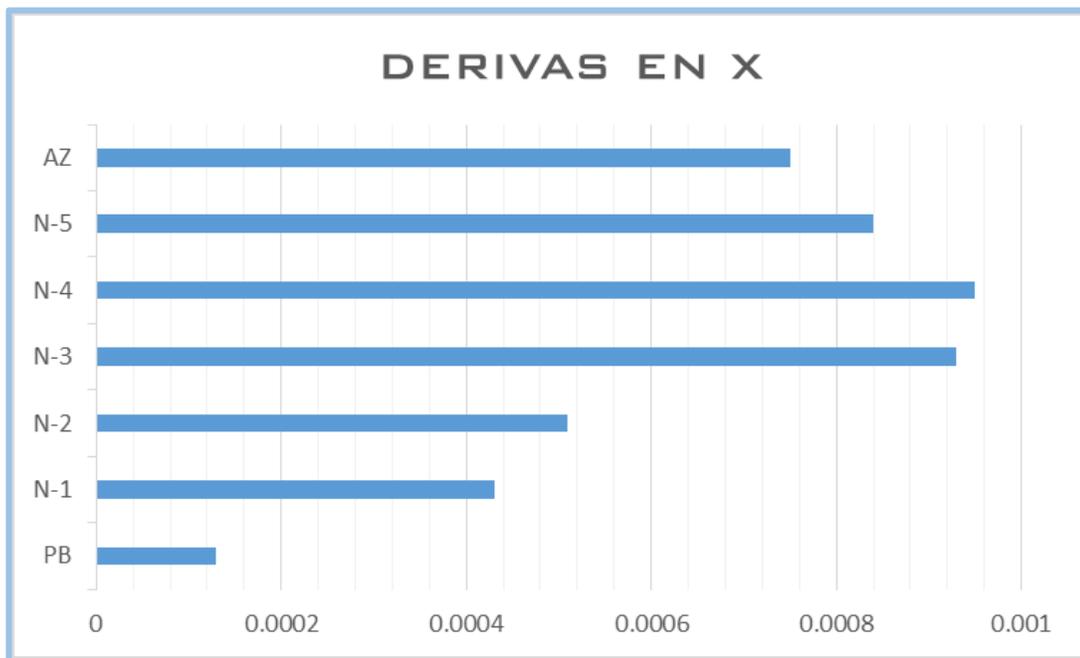


Fig. 9.1 Derivas en Dirección X

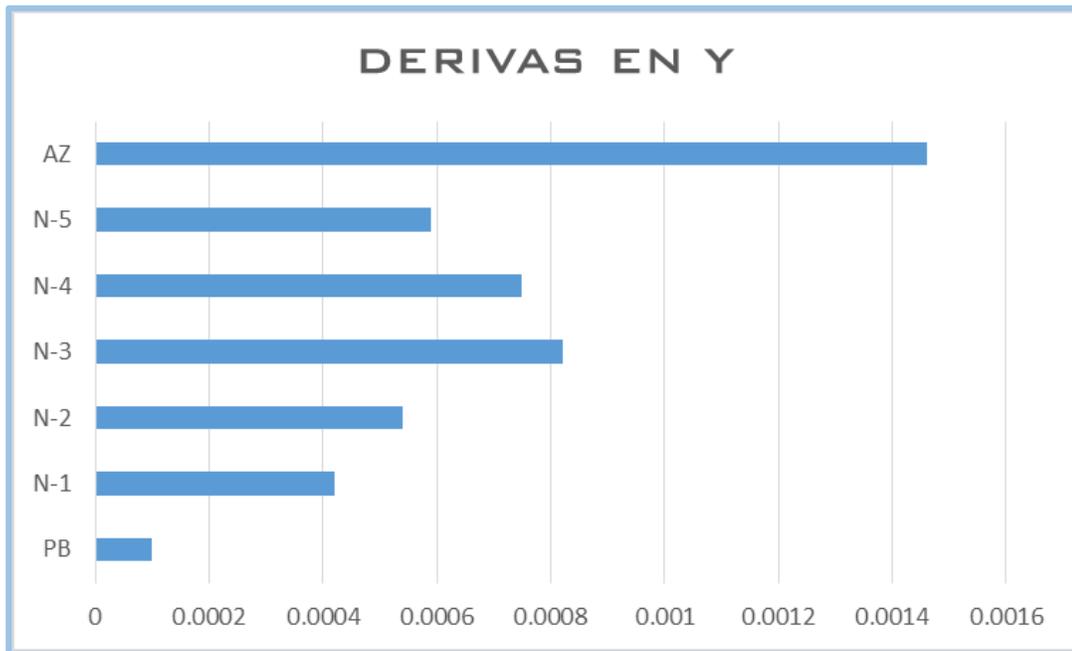
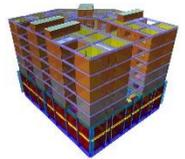


Fig. 9.2 Derivas en Dirección Y

Estados límite de Falla.

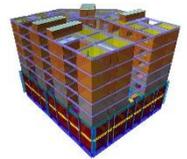
Revisión de diseño de traveses a Flexión y Cortante.

Durante la revisión de los elementos mecánicos actuantes se observó que sobre la trabe T-6, entre los ejes C' y E, se tienen considerables esfuerzos. Es por tal motivo que se procederá a hacer una revisión de diseño a Flexión y cortante de la trabe mencionada anteriormente. Como se explicó previamente, el elemento está sometido a acciones considerables y la revisión se hará para comprobar que los resultados de diseño arrojados por el programa sean confiables y aceptables.

Tomaremos la trabe T-6, entre los ejes C' y E, en el segundo nivel, y la trabe T-D, entre los ejes 3 y 5 en Planta baja y en Semisótano. Para el diseño utilizaremos los elementos mecánicos obtenidos con el análisis de la estructura en ETABS.



Fig. 9.3 Trabe T-6 Ejemplo de Diseño



En la Fig. 9.4 se pueden observar los valores máximos de Momento y Cortante actuantes en la trabe bajo la envolvente de las combinaciones de carga dinámicas, es decir, los diagramas mostrados en la figura muestran los casos más desfavorables (de todas las combinaciones de carga del análisis dinámico) de la trabe y con los cuales se tendrá que diseñar el elemento.

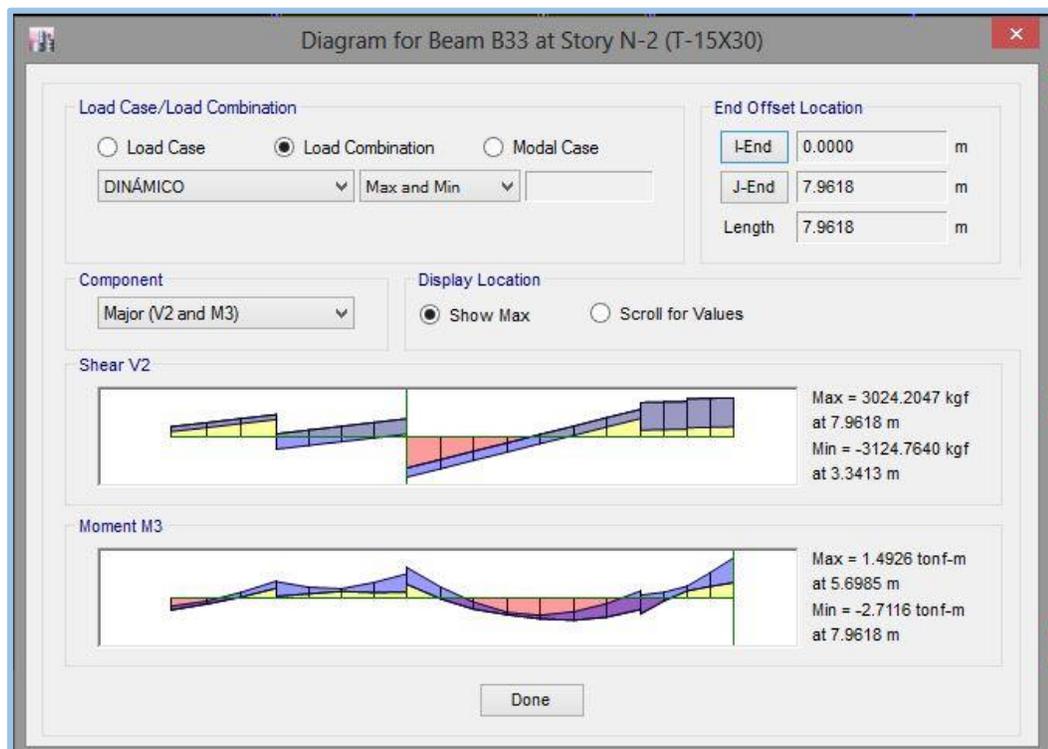


Fig. 9.4 Elementos mecánicos en Trabe T-6, N-2

Flexural Reinforcement for Major Axis Moment, M_{u3}						
	End-I Rebar Area cm ²	End-I Rebar %	Middle Rebar Area cm ²	Middle Rebar %	End-J Rebar Area cm ²	End-J Rebar %
Top (+2 Axis)	1	0.29	2	0.5	3	0.65
Bot (-2 Axis)	1	0.24	2	0.48	2	0.34

Flexural Design Moment, M_{u3}						
	End-I Design M_u tonf-m	End-I Station Loc m	Middle Design M_u tonf-m	Middle Station Loc m	End-J Design M_u tonf-m	End-J Station Loc m
Top (+2 Axis)	-1.2816	1.488	-2.1422	3.341	-2.7116	7.962
Combo	Comb1		Comb1		Comb49D	
Bot (-2 Axis)	0.8059	0	2.0682	5.227	1.4933	6.17
Combo	Comb45D		Comb1		Comb1	

Fig. 9.5 Resultados de Diseño a Flexión de la Trabe T-6, N-2

Con la finalidad de agilizar el diseño de trabes, se ha desarrollado una hoja de cálculo en Excel que automatiza el diseño a flexión. En la figura 9.6 veremos tal formato.

Fig. 9.6 Hoja de cálculo de Vigas a Flexión. Diseño de trabe T-6, Nivel 2

Datos				
L=	7.96 m			
b=	15 cm			
h=	30 cm			
r=	3 cm			
d=	27 cm			
f'c=	250 kg/cm ²			
f*c=	200 kg/cm ²			
f''c=	170 kg/cm ²			
β1=	0.85			
fy=	4200 kg/cm ²			
FR f=	0.9			
Mu (+)=	1.49 T-m			
ρmin=	0.00236 %			
ρ=	0.00378 %			
ρmax=	0.01518 %			

ρmin	<=	ρ	<=	ρmax
CORRECTO				

Cálculo de Acero a Flexión

As= 1.53 cm²

Proponer Acero a Flexión Positiva

Cantidad	Calibre	Cantidad	Calibre	AsT
2	4	0	3	2.54 cm ²

preal= 0.00627 %

Coeficiente D/C
165.85%

Cálculo de Acero p/ Momento Negativo

Mu (-)= 2.71 T-m

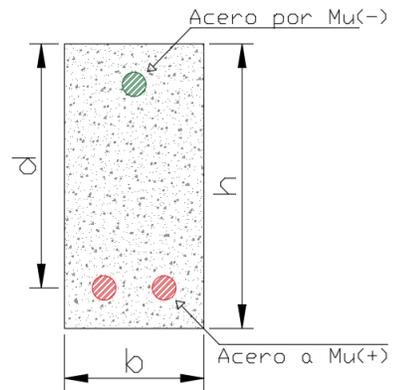
ρ= 0.00720 %

As= 2.91 cm²

Proponer Acero a Flexión Negativa

Cantidad	Calibre	Cantidad	Calibre	AsT
3	4	0	4	3.81 cm ²

Coeficiente D/C
130.73%



Para el diseño a cortante usaremos los valores mostrados la siguiente imagen. De manera similar al ejemplo a flexión, se revisará el resultado arrojado por el programa comparándolo con un cálculo realizado en Excel.

Design Shear Force for Major Shear, V_{u2}					
End-I Design V_u kgf	End-I Station Loc m	Middle Design V_u kgf	Middle Station Loc m	End-J Design V_u kgf	End-J Station Loc m
665.2294	1.951	0.004	3.341	2945.768	7.302
Comb49D		Comb1		Comb49D	

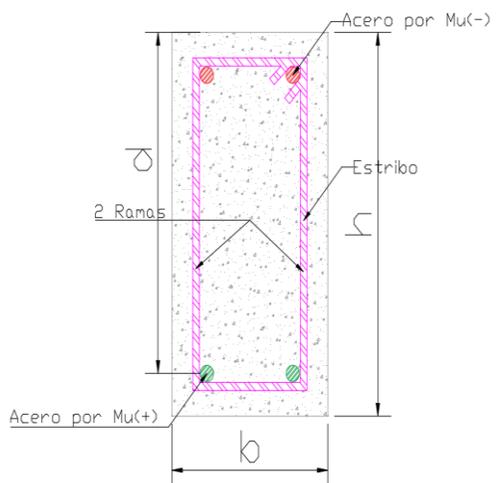
Fig. 9.7 Resultados de Diseño por Cortante de la Trabe T-6, Nivel 2

Cabe resaltar que, a diferencia de los datos arrojados por ETABS en el diseño a flexión, para el diseño a cortante nos muestra un coeficiente de refuerzo directamente proporcional al área de acero de refuerzo e inversamente proporcional a la separación entre estribos. Es así como, de manera iterativa, sustituyendo valores de área de acero y separación, se puede hallar la suficiente cantidad de acero por cortante a la separación adecuada.

Fig. 9.8 Hoja de cálculo de Vigas por Cortante. Diseño de trabe T-6, N-2

Diseño de vigas a cortante

b=	15.00 cm
h=	30.00 cm
r=	3.00 cm
d=	27.00 cm
f'c=	250 kg/cm ²
f*c=	200 kg/cm ²
f''c=	170 kg/cm ²
fy=	4200 kg/cm ²
FR v=	0.8
psf=	0.00940 %
Vu=	2.95 Ton



Vu	<	11.46 Ton
CORRECTO		

Cálculo del Cortante Tomado por el Concreto y Acero

VcR=	1.78 Ton
VsR=	1.17 Ton

Cálculo del Área de Acero requerida

Avmin=	0.20 cm ²
Areq.=	0.39 cm ²
Smin=	6 cm
Scal=	30 cm
Smax=	14 cm
S=	25 cm

Proponer Acero por Cortante

Ramas	Calibre	Área
2	3	1.42

VsRreal=	5.15 Ton
----------	----------

VsRreal	>=	VsR
CORRECTO		

Como información complementaria a la revisión del diseño de elementos, se revisará la trabe la trabe T-C del nivel de planta baja, entre los ejes 2 y 4.

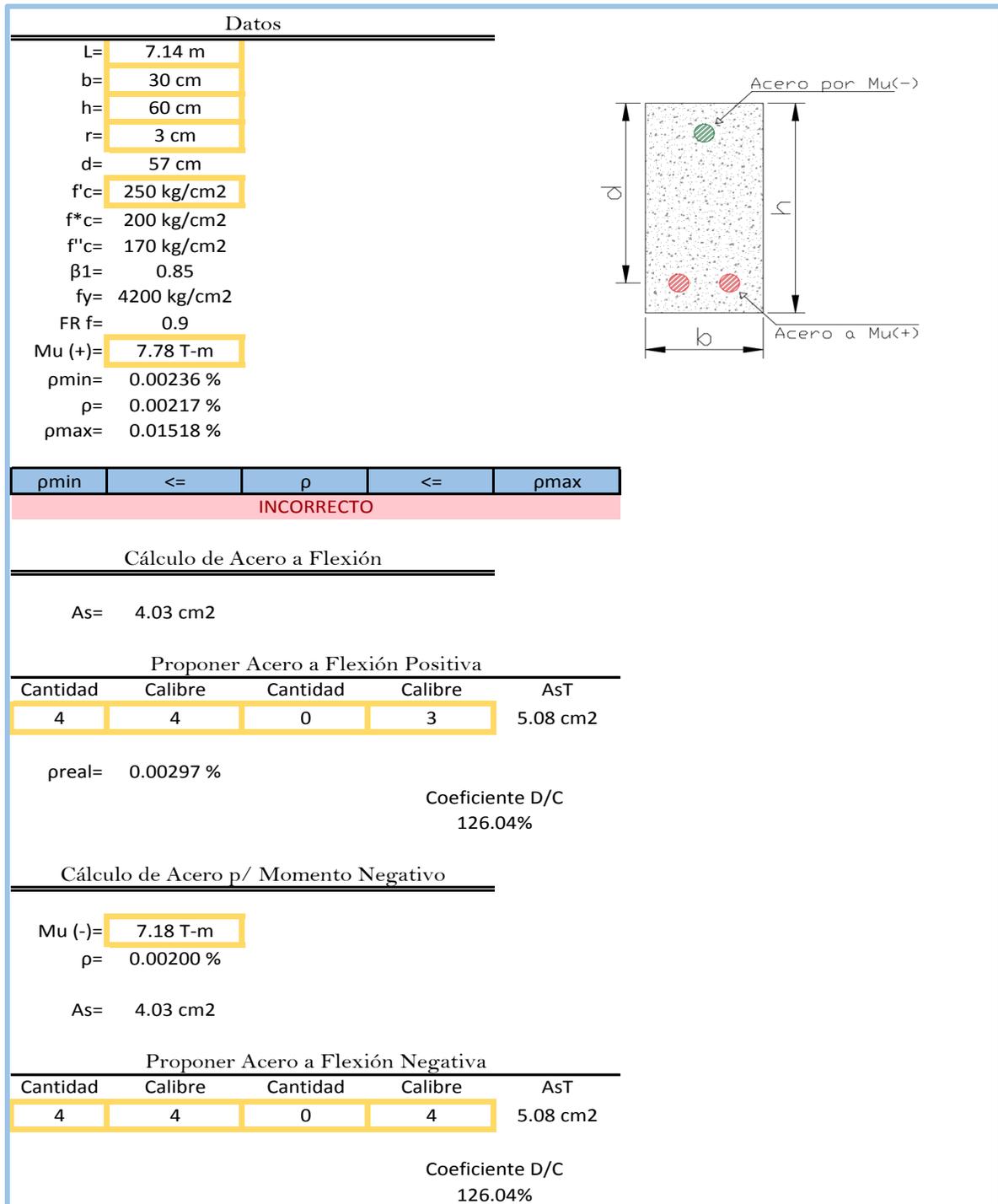
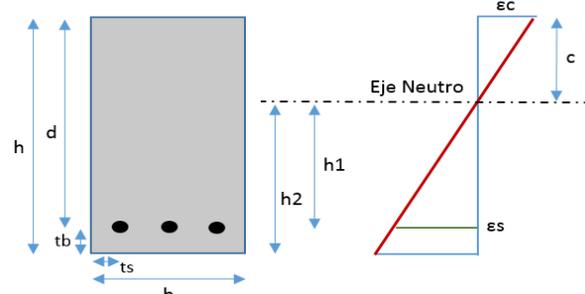


Fig. 9.9 Revisión de diseño a flexión de Trabe T-C, Planta Baja

Chequeo por agrietamiento en vigas

Fig. 9.10 Hoja de cálculo de Agrietamiento en vigas a Flexión. Trabe T-6, Nivel 2

Datos			
b=	15 cm		
h=	30 cm		
r=	4 cm		
d=	26 cm		
f'c=	250 kg/cm ²		
f*c=	200 kg/cm ²		
f''c=	170 kg/cm ²		
fy=	4200 kg/cm ²		
Ec=	221359 kg/cm ²		
Es=	2000000 kg/cm ²		
Mu=	2.71 T-m		
Var=	#4		
Avar=	1.27 cm ²		
As=	2.54 cm ²		



Criterio P.C.A.			
z=	22.75		
fs=	4690 kg/cm ²	Ancho de Grieta Máximo	
Ae=	120 cm ²	wmax=	0.034 cm
N=	2		
A=	60.00 cm ²		

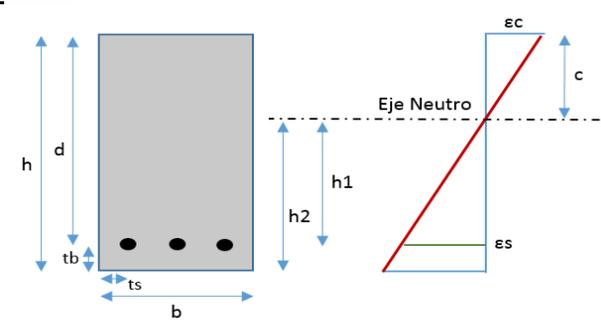
Criterio C.A.C.A.			
η=	Corrugada	3.3	
r=	4.76		
φVar=	1.27 cm		
		Cálculo del Eje Neutro	
		n	At
		9.04	22.95 cm ²
			c
			7.52 cm
Ancho de grieta en fibras mas alejadas		Ancho de Grieta a la altura del refuerzo	
	w=	0.045 cm	w=
			0.026 cm

Criterio de Gergely & Lutz			
tb=	4.00 cm		
ts=	4.00 cm	Ancho de grieta en fibras mas alejadas	Ancho de Grieta a la altura del refuerzo
h2=	22.48 cm	w=	0.035 cm
h1=	18.48 cm		w=
ψ=	1.22 cm		0.025 cm

Según NTCC-04				
Clasificación de la Exposición				
A1	40000	>	35453	CORRECTO

Fig. 9.11 Hoja de cálculo de Agrietamiento en Vigas a flexión. Trabe T-C, PB

Datos			
b=	30 cm		
h=	60 cm		
r=	4 cm		
d=	56 cm		
f'c=	250 kg/cm ²		
f*c=	200 kg/cm ²		
f'c=	170 kg/cm ²		
fy=	4200 kg/cm ²		
Ec=	221359 kg/cm ²		
Es=	2000000 kg/cm ²		
Mu=	7.78 T-m		
Var=	#4		
Avar=	1.27 cm ²		
As=	5.08 cm ²		



Criterio P.C.A.			
z=	49.00		
fs=	3126 kg/cm ²		
Ae=	240 cm ²		
N=	4		
A=	60.00 cm ²		
		Ancho de Grieta Máximo	wmax= 0.023 cm

Criterio C.A.C.A.			
η=	Corrugada	3.3	
r=	4.76		
φVar=	1.27 cm		
		Cálculo del Eje Neutro	
		n	At
		9.04	45.90 cm ²
			c
			11.65 cm
	Ancho de grieta en fibras mas alejadas		Ancho de Grieta a la altura del refuerzo
	w= 0.027 cm		w= 0.017 cm

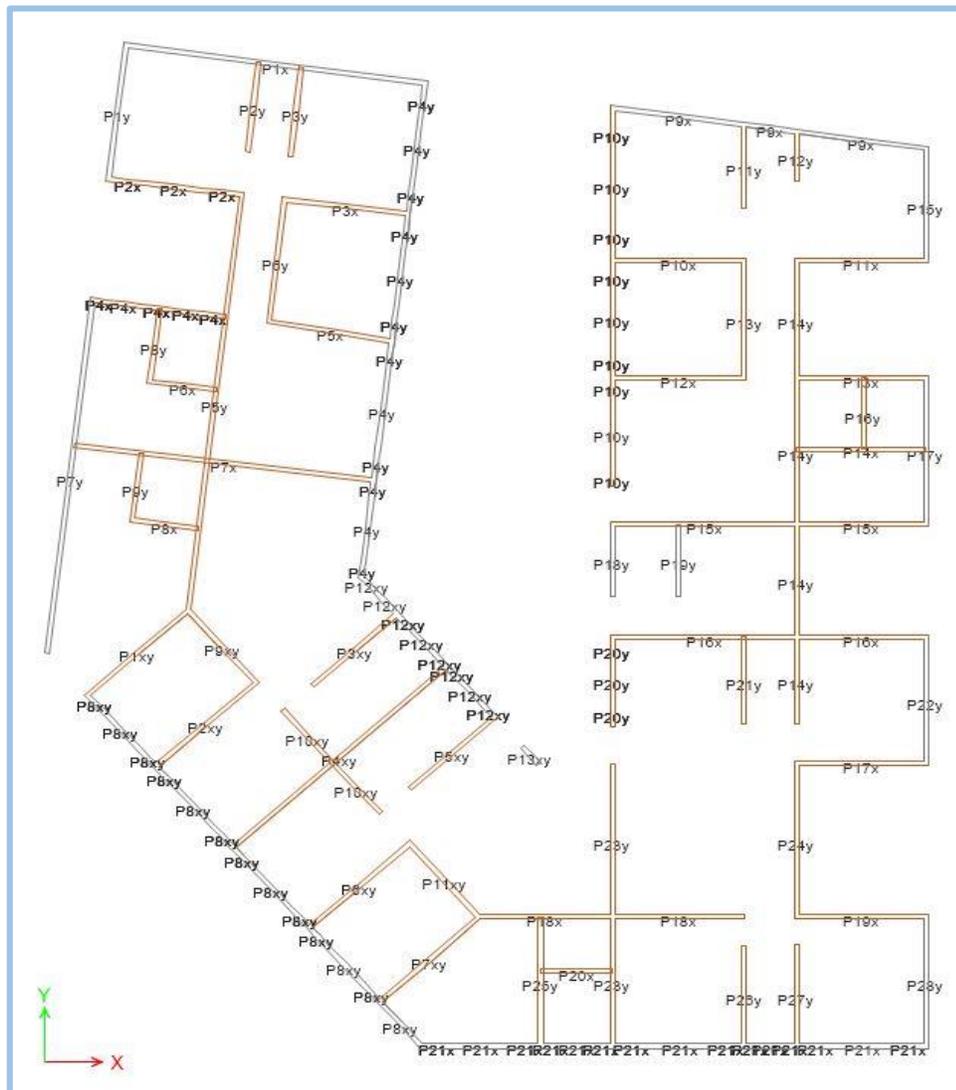
Criterio de Gergely & Lutz			
tb=	4.00 cm		
ts=	4.00 cm		
h2=	48.35 cm	Ancho de grieta en fibras mas alejadas	Ancho de Grieta a la altura del refuerzo
h1=	44.35 cm	w= 0.021 cm	w= 0.018 cm
ψ=	1.09 cm		

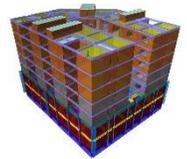
Según NTCC-04				
Clasificación de la Exposición				
A1	40000	>	21175	CORRECTO

Revisión de Muros de Mampostería confinada.

Para la revisión de los muros de mampostería confinada, se han desarrollado hojas de cálculo en Excel con las cuales se evaluarán las resistencias de cada uno de los muros en el nivel más desfavorable, es decir, el primer nivel, donde las solicitaciones son mayores. Es indispensable haber definido y asignado, previo a la corrida del diseño, los piers a cada muro del cual se desee conocer sus fuerzas internas. En la siguiente figura se muestran los piers asignados a cada muro.

Fig. 9.12 Asignación de Piers en ETABS.





A continuación se mostrarán todas las fuerzas de diseño en la mampostería, así como su revisión con base en las ecuaciones de resistencia establecidas en el reglamento de construcciones del Distrito Federal. La revisión se hará por medio de una hoja de cálculo en Excel. El estado de la revisión se verá en la última columna de la derecha, donde se especificará si el muro requiere refuerzo horizontal o no.

Fig. 9.13 Revisión de Muros de Mampostería en Excel.

Muro	Pu (ton)	Vu (ton)	Carga Axial Resistente		Cortante	Resistente
			P_R	Verificación	V_R	Verificación
P2x	2.13	2.55	46.76	CORRECTO	9.62	CORRECTO
P3x	2.90	4.42	43.42	CORRECTO	9.13	CORRECTO
P4x	1.79	3.42	46.76	CORRECTO	9.55	CORRECTO
P5x	2.05	2.47	43.42	CORRECTO	8.95	CORRECTO
P6x	0.39	1.22	31.22	CORRECTO	4.67	CORRECTO
P7x	3.03	17.97	140.49	CORRECTO	21.28	CORRECTO
P8x	0.79	1.83	31.22	CORRECTO	4.75	CORRECTO
P10x	9.43	5.74	61.33	CORRECTO	10.99	CORRECTO
P11x	1.92	4.87	45.09	CORRECTO	9.25	CORRECTO
P12x	1.00	1.76	61.33	CORRECTO	9.22	CORRECTO
P13x	2.87	3.32	45.09	CORRECTO	9.45	CORRECTO
P14x	1.00	2.83	60.21	CORRECTO	9.06	CORRECTO
P15x	2.08	7.82	109.39	CORRECTO	21.89	CORRECTO
P16x	10.48	16.22	109.39	CORRECTO	23.66	CORRECTO
P17x	3.07	8.56	45.09	CORRECTO	9.49	CORRECTO
P18x	12.24	18.62	123.40	CORRECTO	20.70	CORRECTO
P19x	2.02	7.64	45.09	CORRECTO	9.27	CORRECTO
P20x	1.50	3.75	33.45	CORRECTO	5.23	CORRECTO
P2y	1.26	3.53	44.79	CORRECTO	6.84	CORRECTO
P3y	1.62	3.14	44.60	CORRECTO	6.89	CORRECTO
P5y	4.46	29.03	207.21	CORRECTO	31.38	CORRECTO
P6y	2.74	3.30	60.95	CORRECTO	9.53	CORRECTO
P8y	1.56	1.36	36.42	CORRECTO	5.68	CORRECTO
P9y	0.23	2.18	33.45	CORRECTO	4.96	CORRECTO
P10y	6.29	8.67	187.51	CORRECTO	28.87	CORRECTO
P11y	1.73	3.22	41.07	CORRECTO	6.40	CORRECTO
P12y	1.05	1.30	24.34	CORRECTO	3.80	CORRECTO
P13y	3.29	4.02	57.98	CORRECTO	9.21	CORRECTO
P14y	2.53	38.58	171.88	CORRECTO	34.25	REFORZAR
P16y	0.57	2.32	35.31	CORRECTO	5.31	CORRECTO
P20y	3.36	3.37	44.60	CORRECTO	7.26	CORRECTO
P21y	4.52	2.78	42.93	CORRECTO	7.26	CORRECTO
P23y	17.76	18.11	139.94	CORRECTO	24.29	CORRECTO
P24y	3.10	13.22	56.92	CORRECTO	11.82	REFORZAR
P25y	0.91	6.13	63.93	CORRECTO	9.58	CORRECTO
P26y	2.41	2.92	49.25	CORRECTO	7.74	CORRECTO
P27y	3.74	5.85	50.36	CORRECTO	8.18	CORRECTO
P1xy	7.93	6.90	62.81	CORRECTO	10.89	CORRECTO
P2xy	2.54	6.26	62.44	CORRECTO	9.71	CORRECTO
P3xy	2.68	3.20	52.96	CORRECTO	8.34	CORRECTO
P4xy	1.80	14.05	133.80	CORRECTO	20.03	CORRECTO
P5xy	5.73	3.55	52.96	CORRECTO	8.98	CORRECTO
P6xy	2.79	8.67	62.44	CORRECTO	9.76	CORRECTO
P7xy	4.96	6.84	62.44	CORRECTO	10.22	CORRECTO
P9xy	2.75	5.66	47.57	CORRECTO	7.57	CORRECTO
P10xy	1.18	4.83	68.39	CORRECTO	10.29	CORRECTO
P11xy	3.69	6.98	48.88	CORRECTO	7.95	CORRECTO

En la figura pasada se puede observar claramente que existen, específicamente, dos muros que no tienen la resistencia suficiente para soportar el cortante inducido por las fuerzas sísmicas. Es por ello que se tendrá que reforzar mediante alambión de acero como refuerzo horizontal. El cálculo para obtener la cantidad de refuerzo necesaria se ejemplificará en la siguiente imagen.

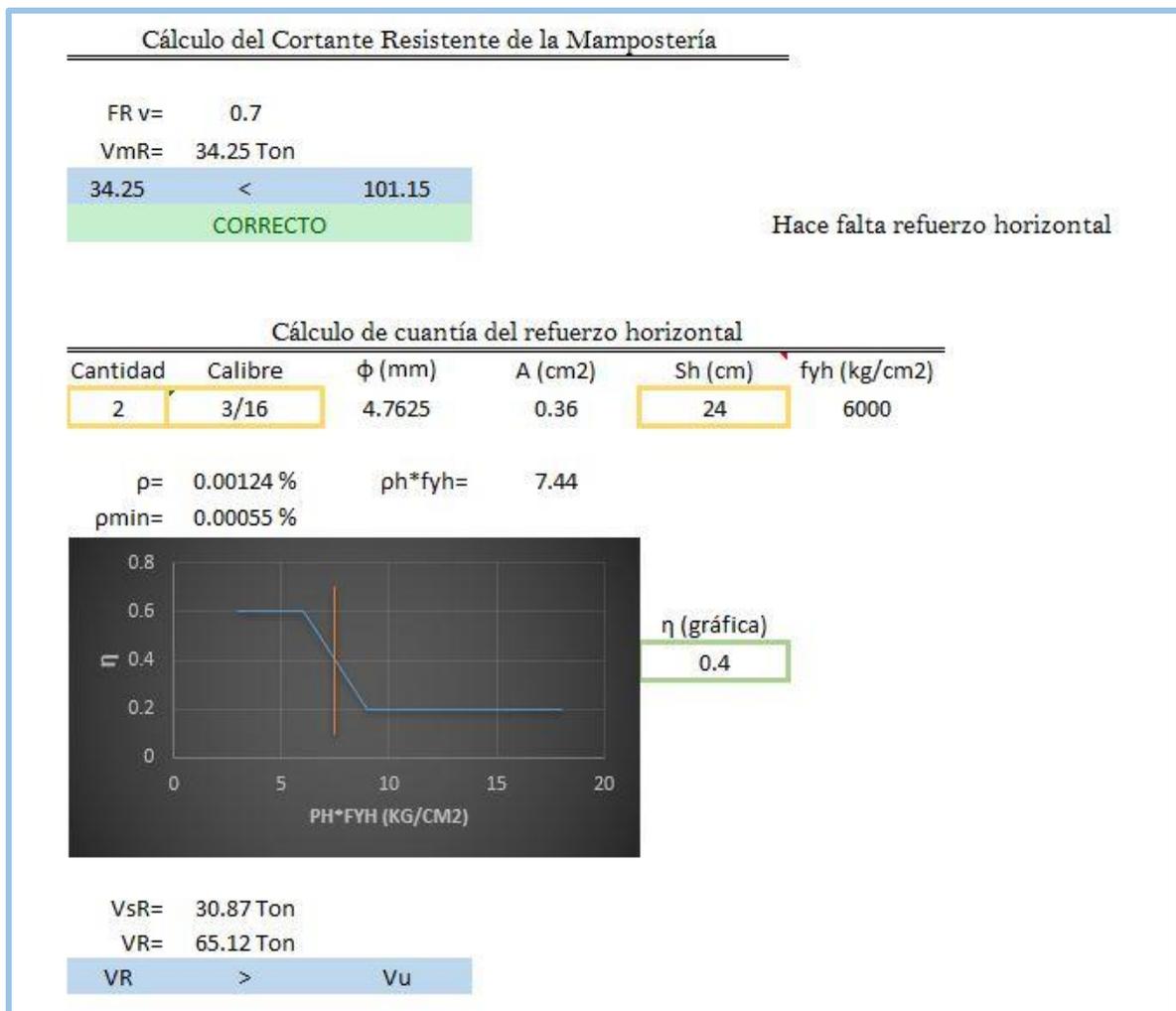
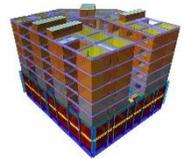
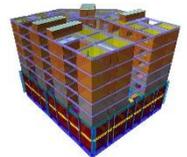


Fig. 9.14 Reforzamiento de Muro P14y a cortante.



Revisión de Muros de Concreto

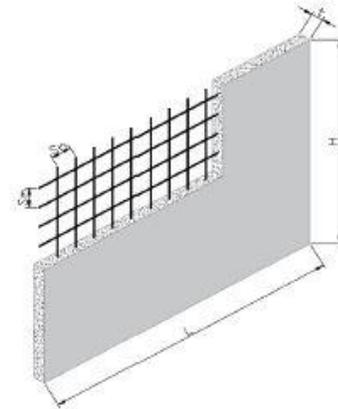
Se revisará, a continuación, el diseño a cortante de algunos muros de concreto de las primeras 2 plantas, sobre el nivel de banqueta de nuestra edificación. La finalidad de dicha revisión será, al igual que en revisiones pasadas, verificar que los muros de concreto no excedan su capacidad de carga. Dicha revisión se hará apegándose al RCDF, mediante una hoja de cálculo elaborada en el programa Excel de Microsoft.



DISEÑO DEL MURO DE CONCRETO P7y DEL PRIMER NIVEL

Datos

L=	9.46 m	H/L=	0.26
Hm=	2.50 m	L/t=	63.07
t=	15 cm		
FR v=	0.8		
fy=	4200 kg/cm ²		
f'c=	250 kg/cm ²		
f*c=	200 kg/cm ²		
Pu=	70.19 Ton	CUMPLE ☺	
Vu=	96.11 Ton	CUMPLE ☺	
VcR=	136.46 Ton		



Diseño del Refuerzo Horizontal

$$\rho_m = 0.0008 \%$$

Proponer Acero

Ramas	Calibre	Área
2	3	1.42

$$s = 25 \text{ cm}$$

$$S = 25 \text{ cm}$$

$$\rho_m = 0.00379 \%$$

ρ_m	>	0.0025
CUMPLE ☺		

Según NTCC-04

$$S_{max} = 35 \text{ cm}$$

ACI

$$S_{max} = 189 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 45 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 46 \text{ cm}$$

Diseño del Refuerzo Vertical

$$\rho_n = 0.00394 \%$$

Proponer Acero

Ramas	Calibre	Área
2	3	1.42

$$s = 24 \text{ cm}$$

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

Según NTCC-04

$$S_{max} = 35 \text{ cm}$$

ACI

$$S_{max} = 315 \text{ cm}$$

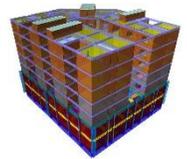
$$S_{max} = 75 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 46 \text{ cm}$$

Se Usarán varillas #3@25 como refuerzo Horizontal

Se Usarán varillas #3@20 como refuerzo Vertical

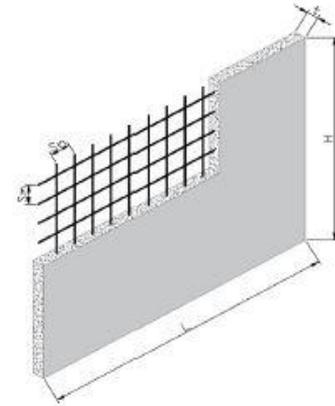
Fig. 9.15 Diseño a cortante de Muro de concreto P7y del primer.



DISEÑO DEL MURO DE CONCRETO P22y DEL PRIMER NIVEL

Datos

L=	3.37 m	H/L=	0.74
Hm=	2.50 m	L/t=	28.08
t=	12 cm		
FR v=	0.8		
fy=	4200 kg/cm ²		
f'c=	250 kg/cm ²		
f*c=	200 kg/cm ²		
Pu=	48.34 Ton	CUMPLE ☺	
Vu=	32.75 Ton	CUMPLE ☺	
VcR=	38.89 Ton		



Diseño del Refuerzo Horizontal

$$\rho_m = 0.0005 \%$$

Proponer Acero

Ramas	Calibre	Área
1	3	0.71

s= 131 cm

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

$$\rho_m = 0.00296 \%$$

ρ_m	>	0.0025
CUMPLE ☺		

Según NTCC-04

$$S_{max} = 35 \text{ cm}$$

ACI

$$S_{max} = 67 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 36 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 46 \text{ cm}$$

Diseño del Refuerzo Vertical

$$\rho_n = 0.00290 \%$$

Proponer Acero

Ramas	Calibre	Área
1	3	0.71

s= 20 cm

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

Según NTCC-04

$$S_{max} = 35 \text{ cm}$$

ACI

$$S_{max} = 112 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 60 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 46 \text{ cm}$$

Se Usarán varillas #3@20 como refuerzo Horizontal

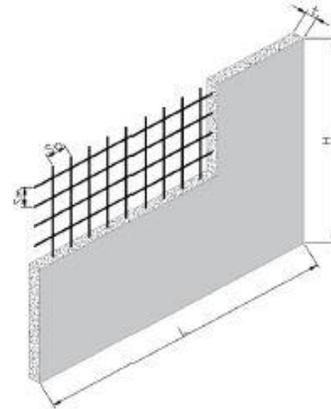
Se Usarán varillas #3@20 como refuerzo Vertical

Fig. 9.16 Diseño a cortante de Muro de concreto P22y del

DISEÑO DEL MURO DE CONCRETO P9x DEL PRIMER NIVEL

Datos

L=	7.93 m	H/L=	0.32
Hm=	2.50 m	L/t=	66.08
t=	12 cm		
FR v=	0.8		
fy=	4200 kg/cm ²		
f'c=	250 kg/cm ²		
f*c=	200 kg/cm ²		
Pu=	104.07 Ton	CUMPLE ☺	
Vu=	97.15 Ton	CUMPLE ☺	
VcR=	91.51 Ton		



Diseño del Refuerzo Horizontal

$$\rho_m = 0.0002 \%$$

Proponer Acero

Ramas	Calibre	Área
1	3	0.71
s=	336 cm	

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

$$\rho_m = 0.00296 \%$$

ρ_m	>	0.0025
CUMPLE ☺		

Según NTCC-04

$$S_{max} = 35 \text{ cm}$$

ACI

$$S_{max} = 159 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 36 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 46 \text{ cm}$$

Diseño del Refuerzo Vertical

$$\rho_n = 0.00300 \%$$

Proponer Acero

Ramas	Calibre	Área
1	3	0.71
s=	20 cm	

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

Según NTCC-04

$$S_{max} = 35 \text{ cm}$$

ACI

$$S_{max} = 264 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 60 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 46 \text{ cm}$$

Se Usarán varillas #3@20 como refuerzo Horizontal

Se Usarán varillas #3@20 como refuerzo Vertical

Fig. 9.17 Diseño a cortante de Muro de concreto P9x del primer.

Revisión de contratrabes y losas de cimentación.

Para la revisión de la losa de cimentación se usará el programa SAFE, el cual, por pertenecer a la familia de software de CSI, permite una confiable exportación de datos desde ETABS. Dicha exportación se realiza siguiendo la dirección File>Export>Export as SAFE V12 .f2k file... En seguida aparecerá una ventana con las características mostradas en la figura 6.22. Habrá que seleccionar las cargas y combinaciones que se deseen exportar.

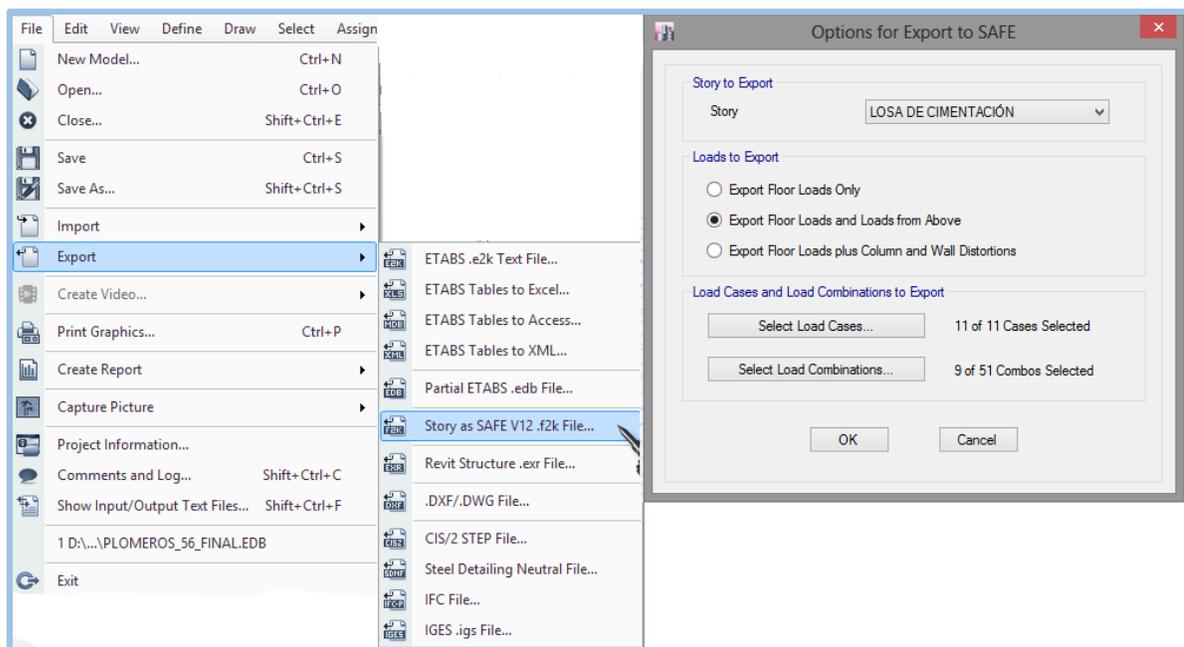


Fig. 9.18 Exportación de losa de cimentación a SAFE

Para el diseño de la losa de cimentación será necesario modificar las combinaciones de carga y sus respectivos factores, dejándolos como el 100 por ciento en la dirección de análisis y como el 30 por ciento en la dirección perpendicular a ésta. Es preciso también ingresar el valor del coeficiente de balasto para verificar los asentamientos.

Fig. 9.19 Asentamientos en losa de Cimentación

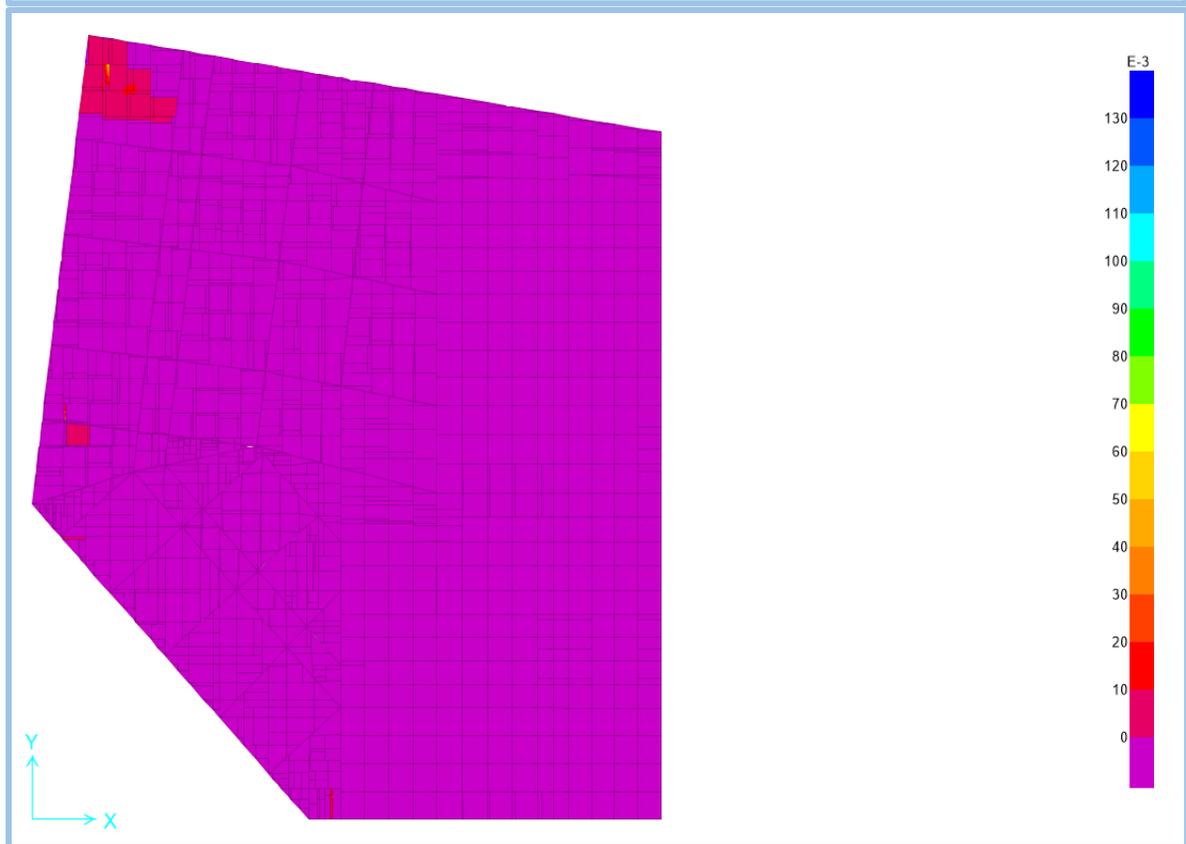
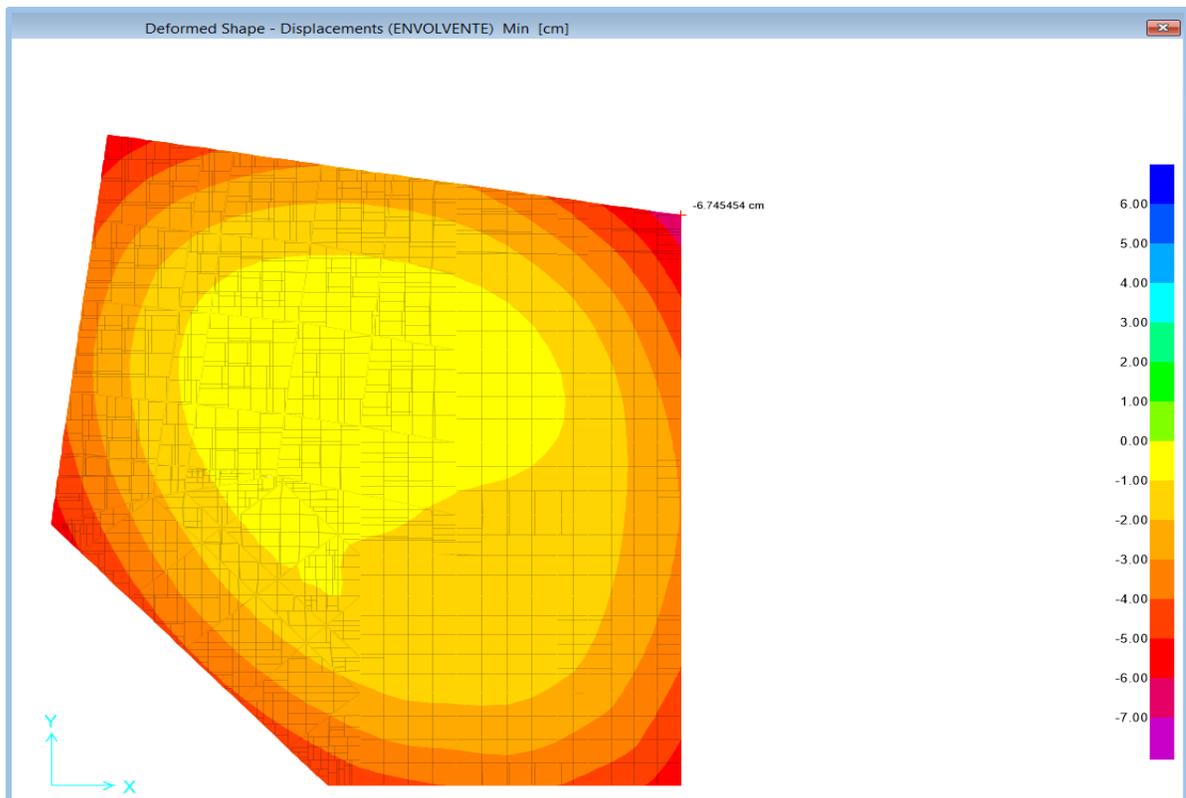


Fig. 9.20 Área de Acero de Refuerzo requerida en losa de Cimentación

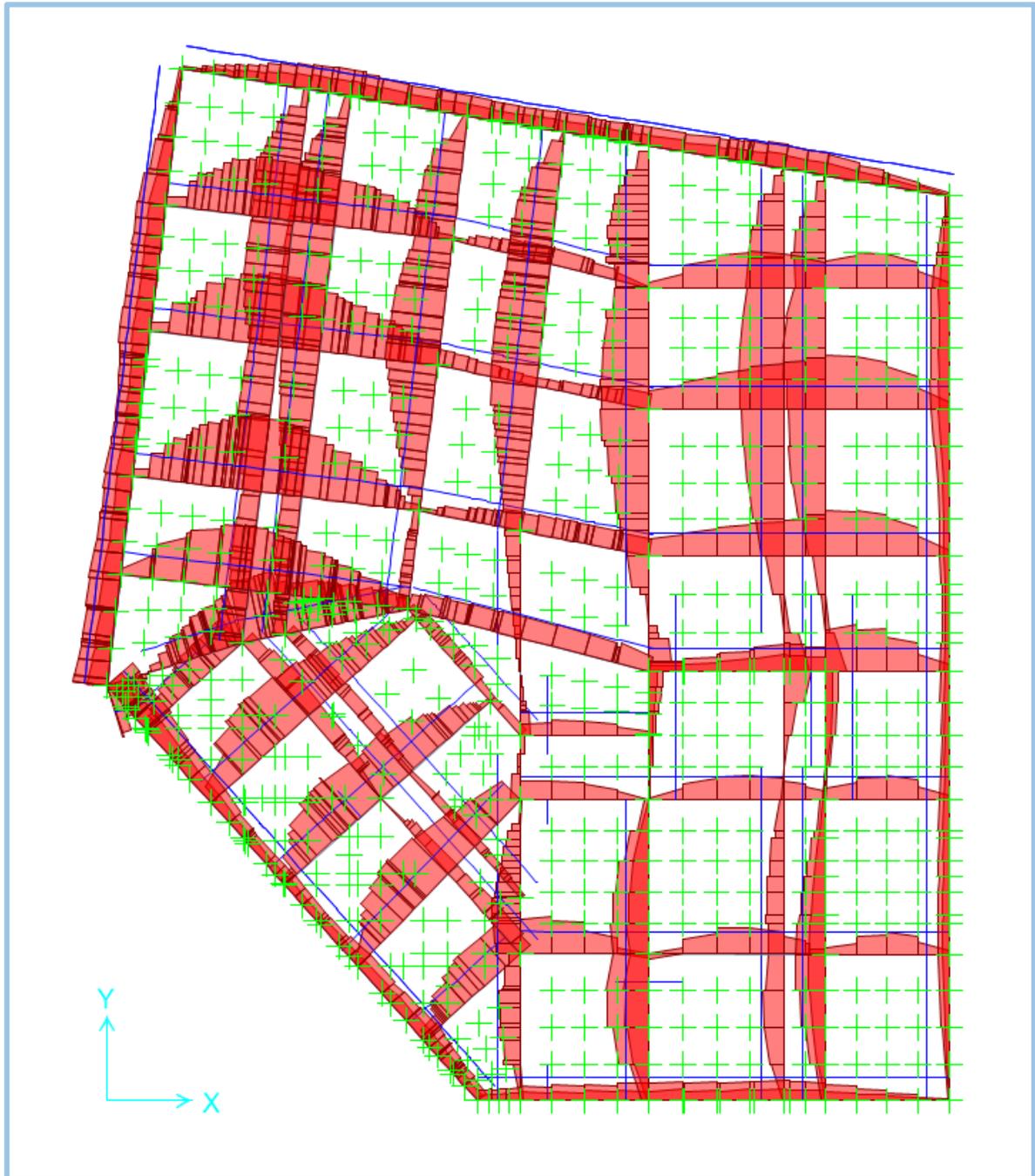


Fig. 9.21 Área de acero de refuerzo requerida en Contratraves

El programa SAFE nos permite hacer el chequeo de la cantidad de acero requerido en la losa de cimentación, así como en las contratraves. En las Figura 9.18 se muestra la manera en que

el programa arroja los valores que, con ayuda de los gráficos y colores, facilita la comprensión de los mismos.

Revisión y diseño de losas.

De manera similar se exportarán las losas de Semisótano y Planta baja al programa SAFE para proceder con su diseño. La exportación se hará siguiendo el procedimiento descrito en el punto anterior y se verificarán los armados necesarios para cumplir las demandas mecánicas.

A manera de ejemplificar el diseño de una losa maciza, se expondrá el proceso de cálculo de un tablero de losa maciza ubicado entre los ejes 6 y 7, D y E, de la planta de Semisótano. Se seleccionó dicho tablero por ser el que presenta los claros más grandes.

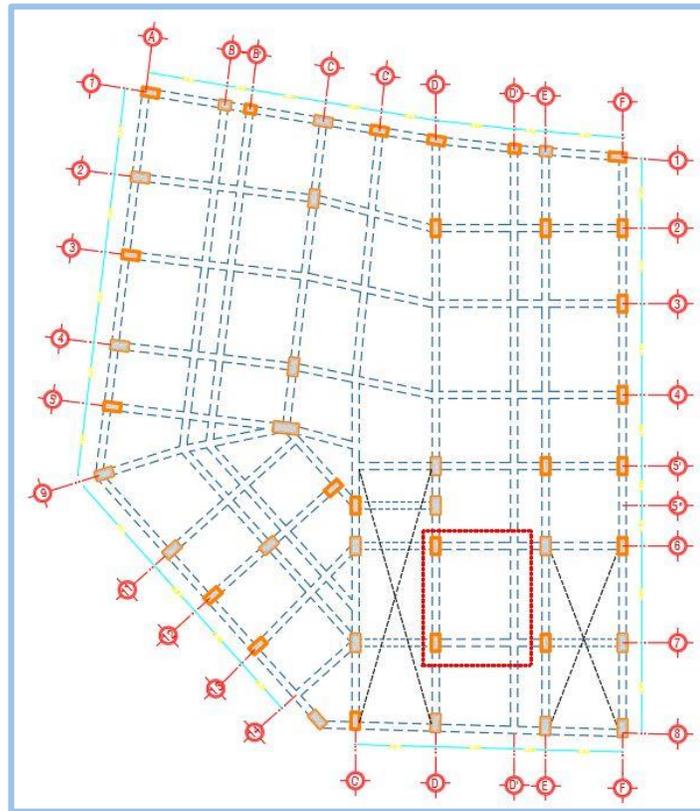
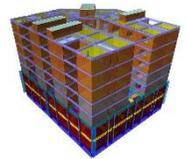


Fig. 9.22 Ubicación del tablero a Diseñar



Cálculo del Peralte:

$$h := \frac{P_{\text{corregido}}}{250} = 6.32 \text{ cm}$$

$$h + 2 \text{ cm} = 8.32 \text{ cm}$$

$$h := 12 \text{ cm}$$

Dado que el peralte resulta muy pequeño, se tomará un peralte igual a 12cm

Factorando Cargas, tenemos:

$$\phi_o := 1.4 \qquad \omega := \phi_o \cdot (CM + CV) = 977.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Como el valor de "m" no se encuentra en la Tabla 6.1, habrá que interpolar:

$$m = 0.79$$

Tabla 6.1, Coeficientes de momentos flexionantes para tableros rectangulares, franjas centrales.

Momento	Claro	Relación de lados	
		0.7	0.8
Neg. En bordes interiores	Corto	432	381
Neg. En bordes interiores	Largo	371	347
Positivo	Corto	228	192
Positivo	Largo	130	128

Para Losas coladas monolíticamente

Interpolando:

$$x_0 := 0.7 \quad x := 0.79 \quad x_1 := 0.8$$

$$y_0 := 432 \qquad y_1 := 381$$

$$y_{11} := y_0 + \frac{(y_1 - y_0)}{(x_1 - x_0)} \cdot (x - x_0) = 386$$

$$x_0 := 0.7 \quad x := 0.79 \quad x_1 := 0.8$$

$$y_0 := 228 \qquad y_1 := 192$$

$$y_{13} := y_0 + \frac{(y_1 - y_0)}{(x_1 - x_0)} \cdot (x - x_0) = 196$$

$$x_0 := 0.7 \quad x := 0.79 \quad x_1 := 0.8$$

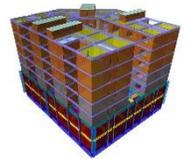
$$y_0 := 371 \qquad y_1 := 347$$

$$y_{12} := y_0 + \frac{(y_1 - y_0)}{(x_1 - x_0)} \cdot (x - x_0) = 349$$

$$x_0 := 0.7 \quad x := 0.79 \quad x_1 := 0.8$$

$$y_0 := 130 \qquad y_1 := 128$$

$$y_{14} := y_0 + \frac{(y_1 - y_0)}{(x_1 - x_0)} \cdot (x - x_0) = 128$$



Cálculo del Producto base:

$$P_b := 10^{-4} \cdot \omega \cdot a_1^2 \cdot m = 0.88 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Cálculo del término $F_R \cdot b \cdot d^2 \cdot f'c$: $d := h - 2 \text{ cm}$

$$F_{Rf} \cdot b \cdot h^2 \cdot f'c = 22032 \text{ kg}\cdot\text{m} \quad (\text{Acero Positivo})$$

$$F_{Rf} \cdot b \cdot d^2 \cdot f'c = 15300 \text{ kg}\cdot\text{m} \quad (\text{Acero Negativo})$$

Cálculo de M_u ; $M_u = P_b \cdot coef.$

Coeficiente	P_b	M_u
$Y_{11} = 386$	$P_b = 0.88 \text{ kg}\cdot\text{m}$	$M_{u1} := Y_{11} \cdot P_b = 339.57 \text{ kg}\cdot\text{m}$
$Y_{12} = 349$	$P_b = 0.88 \text{ kg}\cdot\text{m}$	$M_{u2} := Y_{12} \cdot P_b = 307.29 \text{ kg}\cdot\text{m}$
$Y_{13} = 196$	$P_b = 0.88 \text{ kg}\cdot\text{m}$	$M_{u3} := Y_{13} \cdot P_b = 172.03 \text{ kg}\cdot\text{m}$
$Y_{14} = 128$	$P_b = 0.88 \text{ kg}\cdot\text{m}$	$M_{u4} := Y_{14} \cdot P_b = 112.75 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Cálculo del factor Q ; $Q = \frac{M_u}{F_R \cdot b \cdot d^2 \cdot f'c}$

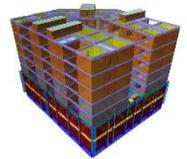
M_u	$F_R \cdot b \cdot d^2 \cdot f'c$	Q
$M_{u1} \cdot 100 = 33957 \text{ kg}\cdot\text{m}$	$F_{Rf} \cdot b \cdot d^2 \cdot f'c = 1530000 \text{ kg}\cdot\text{cm}$	$Q_1 = 0.0222$
$M_{u2} \cdot 100 = 30729 \text{ kg}\cdot\text{m}$	$F_{Rf} \cdot b \cdot d^2 \cdot f'c = 1530000 \text{ kg}\cdot\text{cm}$	$Q_2 = 0.0201$
$M_{u3} \cdot 100 = 17203 \text{ kg}\cdot\text{m}$	$F_{Rf} \cdot b \cdot h^2 \cdot f'c = 2203200 \text{ kg}\cdot\text{cm}$	$Q_3 = 0.0078$
$M_{u4} \cdot 100 = 11275 \text{ kg}\cdot\text{m}$	$F_{Rf} \cdot b \cdot h^2 \cdot f'c = 2203200 \text{ kg}\cdot\text{cm}$	$Q_4 = 0.0051$

Cálculo del factor q ; $M = F_R \cdot b \cdot d^2 \cdot q \cdot f'c \cdot (1 - 0.5 \cdot q)$

Resolviendo la ecuación cuadrática, se tiene que:

$$-1101600 \cdot q^2 + 1530000 \cdot q - 33957 = 0$$

$$q_{11} = 0.0226$$



$$-1101600 \cdot q^2 + 1530000 \cdot q - 30729 = 0$$

$$q_{12} = 0.0204$$

$$-1101600 \cdot q^2 + 2203200 \cdot q - 17203 = 0$$

$$q_{13} = 0.0078$$

$$-1101600 \cdot q^2 + 2203200 \cdot q - 11275 = 0$$

$$q_{13} = 0.0078$$

Cálculo de la cuantía de Acero; $\rho = \frac{q \cdot f' \cdot c}{f_y}$

$$\rho_1 := \frac{q_{11} \cdot f' \cdot c}{f_y} = 0.0009$$

$$\rho_2 := \frac{q_{12} \cdot f' \cdot c}{f_y} = 0.0008$$

$$\rho_3 := \frac{q_{13} \cdot f' \cdot c}{f_y} = 0.0003$$

$$\rho_4 := \frac{q_{14} \cdot f' \cdot c}{f_y} = 0.0002$$

Los valores de cuantía calculados son menores a la cuantía mínima exigida por reglamento, por lo tanto, se trabajará con la cuantía mínima.

$$\rho_{\min} := 0.002$$

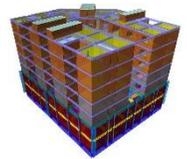
$$A_s := \frac{(\rho_{\min} \cdot b \cdot d)}{m} = 2.52 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la separación de varilla;

Se propone utilizar varilla del #3

$$A_{var} := 0.71 \text{ cm}^2 \quad A_s := 2 \text{ cm}^2 \quad S := \frac{A_{var}}{A_s} \cdot 100 = 35.5$$

El armado quedará con Varilla del #3@25cm



La cantidad de refuerzo requerido para la losa de Semisótano, Planta baja y Primer nivel se expondrán en la siguiente tabla con el fin de proporcionar una mejor vista al lector.

Tabla 9.2 Armado de Losas Macizas					
Losa Semisótano		Losa Planta Baja		Losa Primer Nivel	
L.I.	L.S.	L.I.	L.S.	L.I.	L.S.
Var#3@20	Var#4@20	Var#3@25	Var#3@25	Var#3@25	Var#3@25

Revisión de columnas.

Tomaremos como ejemplo la columna etiquetada en nuestro modelo como C46, ubicada entre los ejes D y 2. Se revisa dicha columna debido a que, de acuerdo al análisis estructural, es la que presenta los mayores elementos mecánicos.

Se correrá el diseño del programa para obtener un valor de refuerzo longitudinal necesario y se procederá a revisar, mediante un diagrama de interacción, si el armado propuesto resiste, o no, las solicitaciones mecánicas.

ETABS nos solicita menos del 1% de refuerzo longitudinal, contrario a lo sentenciado en las NTCC donde se exige que el refuerzo mínimo sea igual el cociente de veinte sobre el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo. Con base en que el refuerzo mínimo en columnas debe estar por encima del 1% del área de la sección transversal de la misma, se propone un armado con 10 varillas del #6.

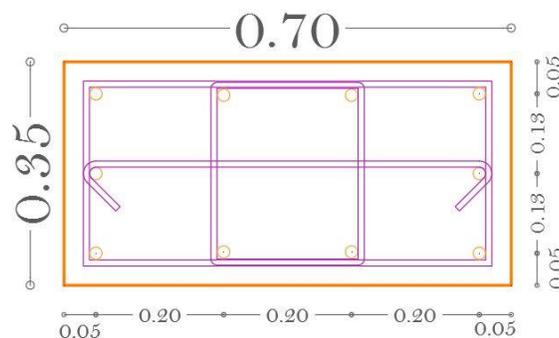


Fig. 9.23 Sección transversal de Columna 35x70cm

En la anterior imagen se puede apreciar el armado propuesto para la columna de concreto. Dicha sección nos servirá para los cálculos correspondientes a la obtención del diagrama de interacción.

Diagrama de interacción de una columna de Sección dada.

Datos de la sección:

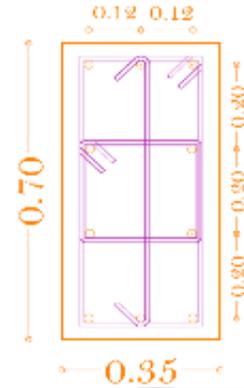
$$B := 70 \text{ cm}$$

$$H := 35 \text{ cm}$$

Acero longitudinal

$$A_{var} := 2.87 \text{ cm}^2$$

$$A_s := 10 \cdot A_{var} = 28.7 \text{ cm}^2$$



Acero transversal

$$r := 5 \text{ cm} \quad \text{Recubrimiento}$$

$$A_{vartrans} := 2.87 \text{ cm}^2$$

$$d_x := 30 \text{ cm} \quad \text{Peralte efectivo en X}$$

$$\Phi_{trans} := 0.95 \text{ cm}^2$$

$$d_y := 65 \text{ cm} \quad \text{Peralte efectivo en Y}$$

$$fila1 := 4 \quad \text{Número de Varillas en la primera línea}$$

$$fila2 := 2 \quad \text{Número de Varillas en la línea central}$$

$$S_x := 20 \text{ cm} \quad \text{Separación entre varillas en dirección X}$$

$$S_y := 12.50 \text{ cm} \quad \text{Separación entre varillas en dirección Y}$$

Datos del concreto:

Datos del Acero de refuerzo:

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

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

$$f_c := 0.80 \cdot f'_c = 200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$E_s := 2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f''_c := 0.85 \cdot f_c = 170 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\epsilon_s := 0.002$$

$$\epsilon_c := 0.003$$

Cálculo de la resistencia a la compresión pura:

$$P_{oc} := (((B \cdot H) - A_s) \cdot f''_c + A_s \cdot f_y) = 532.16 \text{ ton}$$

$$P_{ot} := A_s \cdot f_y = 120.54 \text{ ton}$$

Cálculo de la falla balanceada:

$$c := \frac{(d_x \cdot \epsilon_c)}{(\epsilon_c + \epsilon_s)} = 18 \text{ cm}$$

La distancia al eje neutro se obtiene por triángulos semejantes.

$$a := 0.85 \cdot c = 15.3 \text{ cm}$$

Cálculo de las deformaciones:

$$\epsilon_{s1} := (c - r) \cdot \left(\frac{\epsilon_c}{c}\right) = 0.0022$$

$$\epsilon_{s2} := \left(\frac{\epsilon_c}{c}\right) (c - (r + S_y)) = 0.0001$$

$$\epsilon_{s3} := \epsilon_s = 0.002$$

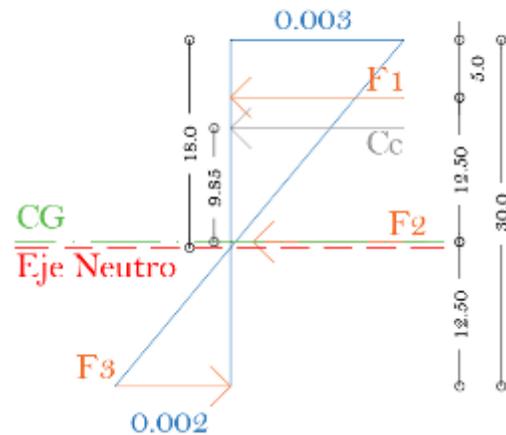
Esfuerzos en el Acero:

$$f_1 := \begin{cases} \text{if } \epsilon_{s1} > 0.002 & = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ \text{else} & \epsilon_{s1} \cdot E_s \end{cases}$$

$$f_2 := \begin{cases} \text{if } \epsilon_{s2} > 0.002 & = 175 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ \text{else} & \epsilon_{s2} \cdot E_s \end{cases}$$

$$f_3 := \begin{cases} \text{if } \epsilon_{s3} > 0.002 & = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ \text{else} & \epsilon_{s3} \cdot E_s \end{cases}$$

Falla Balanceada



Fuerzas en el Acero:

$$F_1 := f_1 \cdot (A_{vartrans} \cdot fila1) = 48.22 \text{ ton}$$

$$F_2 := f_2 \cdot (A_{vartrans} \cdot fila2) = 1 \text{ ton}$$

$$F_3 := f_3 \cdot (A_{vartrans} \cdot fila1) = 48.22 \text{ ton}$$

Fuerza en el Concreto:

$$C_c := a \cdot f'_c \cdot B = 182.07 \text{ ton}$$

$$P := C_c + F_1 + F_2 - F_3 = 183.07 \text{ ton}$$

Fuerza (ton)	Brazo (cm)	Momento (ton·cm)
182.07	9.85	1793.39
48.22	12.50	602.70
1.00	0	0
48.22	12.50	602.70

$$M := 29.99 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Cálculo de la falla en tensión:

$$c := 5.5 \text{ cm}$$

Se propone un valor del eje neutro

$$a := 0.85 \cdot c = 4.68 \text{ cm}$$

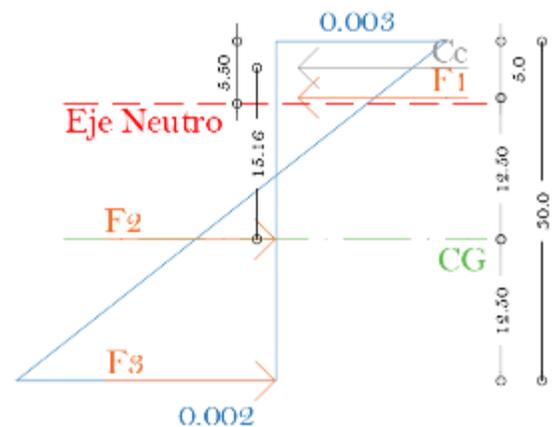
Cálculo de las deformaciones:

$$\epsilon_{s1} := \left(\frac{\epsilon_c}{c} \right) \cdot (c - r) = 0.0003$$

$$\epsilon_{s2} := \left(\frac{\epsilon_c}{c} \right) (r + S_y - c) = 0.0065$$

$$\epsilon_{s3} := \left(\frac{\epsilon_c}{c} \right) (d_x - c) = 0.0134$$

Falla en tensión

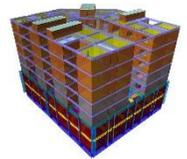


Esfuerzos en el Acero:

$$f_1 := \begin{cases} \text{if } \epsilon_{s1} > 0.002 & = 572.73 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ \left\| \begin{array}{l} 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ \text{else} \\ \epsilon_{s1} \cdot E_s \end{array} \right\| \end{cases}$$

$$f_3 := \begin{cases} \text{if } \epsilon_{s3} > 0.002 & = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ \left\| \begin{array}{l} 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ \text{else} \\ \epsilon_{s3} \cdot E_s \end{array} \right\| \end{cases}$$

$$f_2 := \begin{cases} \text{if } \epsilon_{s2} > 0.002 & = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ \left\| \begin{array}{l} 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ \text{else} \\ \epsilon_{s2} \cdot E_s \end{array} \right\| \end{cases}$$



Fuerzas en el Acero:

$$F_1 := f_1 \cdot (A_{vartrans} \cdot fila1) = 6.57 \text{ ton}$$

$$F_2 := f_2 \cdot (A_{vartrans} \cdot fila2) = 24.11 \text{ ton}$$

$$F_3 := f_3 \cdot (A_{vartrans} \cdot fila1) = 48.22 \text{ ton}$$

$$P := C_c + F_1 - F_2 - F_3 = -10.12 \text{ ton}$$

Fuerza en el Concreto:

$$C_c := a \cdot f''c \cdot B = 55.63 \text{ ton}$$

Fuerza (ton)	Brazo (cm)	Momento (ton·cm)
55.63	15.16	843.53
6.57	12.50	82.19
24.11	0	0
48.22	12.50	602.70

$$M := 15.28 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Cálculo cuando $c=15\text{cm}$:

$$c := 15 \text{ cm}$$

Se propone un valor del eje neutro

$$a := 0.85 \cdot c = 12.75 \text{ cm}$$

Cálculo de las deformaciones:

$$\epsilon_{s1} := \left(\frac{\epsilon_c}{c} \right) \cdot (c - r) = 0.002$$

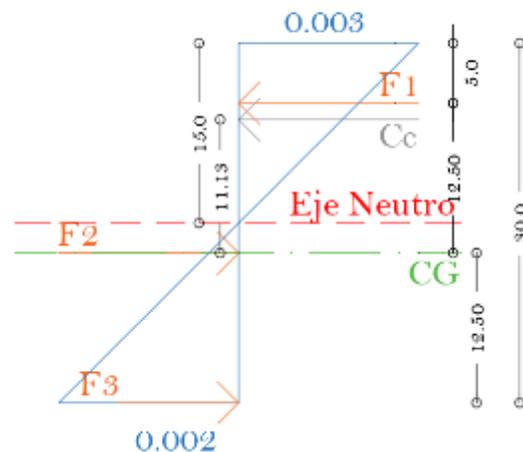
$$\epsilon_{s2} := \left(\frac{\epsilon_c}{c} \right) (r + S_y - c) = 0.0005$$

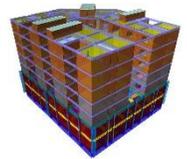
$$\epsilon_{s3} := \left(\frac{\epsilon_c}{c} \right) (d_x - c) = 0.003$$

Esfuerzos en el Acero:

$$f_1 := \begin{cases} \text{if } \epsilon_{s1} > 0.002 & = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ \text{else} & \epsilon_{s1} \cdot E_s \end{cases}$$

Cuando $c=15$





$$f_2 := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_{s2} > 0.002 & = 1050 \frac{kg}{cm^2} \\ \text{else} & \varepsilon_{s2} \cdot E_s \end{cases}$$

$$f_3 := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_{s3} > 0.002 & = 4200 \frac{kg}{cm^2} \\ \text{else} & \varepsilon_{s3} \cdot E_s \end{cases}$$

Fuerzas en el Acero:

$$F_1 := f_1 \cdot (A_{vartrans} \cdot fila1) = 48.22 \text{ ton}$$

$$F_2 := f_2 \cdot (A_{vartrans} \cdot fila2) = 6.03 \text{ ton}$$

$$F_3 := f_3 \cdot (A_{vartrans} \cdot fila1) = 48.22 \text{ ton}$$

$$P := C_c + F_1 - F_2 - F_3 = 145.7 \text{ ton}$$

Fuerza en el Concreto:

$$C_c := a \cdot f'_c \cdot B = 151.73 \text{ ton}$$

Fuerza (ton)	Brazo (cm)	Momento (ton·cm)
151.73	11.13	1687.94
48.22	12.50	602.70
6.03	0	0
48.22	12.50	602.70

$$M := 28.93 \text{ ton} \cdot m$$

Cálculo cuando $c=20\text{cm}$:

$$c := 20 \text{ cm}$$

Se propone un valor del eje neutro

$$a := 0.85 \cdot c = 17 \text{ cm}$$

Cálculo de las deformaciones:

$$\varepsilon_{s1} := \left(\frac{\varepsilon_c}{c} \right) \cdot (c - r) = 0.0023$$

$$\varepsilon_{s2} := \left(\frac{\varepsilon_c}{c} \right) (c - (r + S_y)) = 0.0004$$

$$\varepsilon_{s3} := \left(\frac{\varepsilon_c}{c} \right) (d_x - c) = 0.0015$$

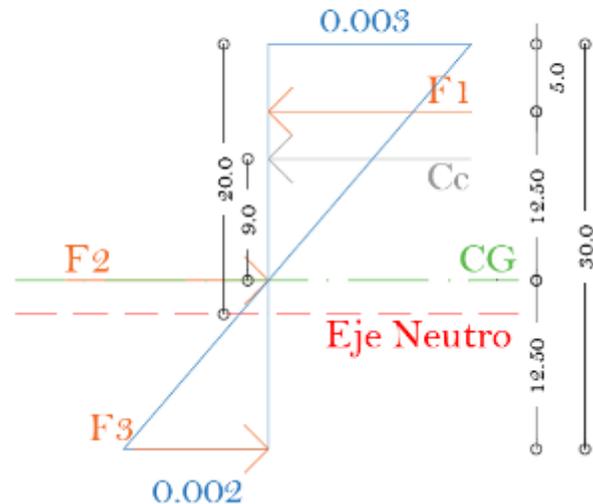
Cuando $c=20$

Esfuerzos en el Acero:

$$f_1 := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_{s1} > 0.002 & = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ \text{else} \\ \varepsilon_{s1} \cdot E_s \end{cases}$$

$$f_2 := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_{s2} > 0.002 & = 787.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ \text{else} \\ \varepsilon_{s2} \cdot E_s \end{cases}$$

$$f_3 := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_{s3} > 0.002 & = 3150 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ \text{else} \\ \varepsilon_{s3} \cdot E_s \end{cases}$$



Fuerzas en el Acero:

$$F_1 := f_1 \cdot (A_{\text{vartrans}} \cdot \text{fila1}) = 48.22 \text{ ton}$$

$$F_2 := f_2 \cdot (A_{\text{vartrans}} \cdot \text{fila2}) = 4.52 \text{ ton}$$

$$F_3 := f_3 \cdot (A_{\text{vartrans}} \cdot \text{fila1}) = 36.16 \text{ ton}$$

$$P := C_c + F_1 + F_2 - F_3 = 218.87 \text{ ton}$$

Fuerza en el Concreto:

$$C_c := a \cdot f'_c \cdot B = 202.3 \text{ ton}$$

Fuerza (ton)	Brazo (cm)	Momento (ton·cm)
202.30	9	1820.70
48.22	12.50	602.70
4.52	0	0
36.16	12.50	452.03

$$M := 28.75 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Cálculo cuando $c=25\text{cm}$:

$c := 25 \text{ cm}$

Se propone un valor del eje neutro

$a := 0.85 \cdot c = 21.25 \text{ cm}$

Cálculo de las deformaciones:

$$\epsilon_{s1} := \left(\frac{\epsilon_c}{c}\right) \cdot (c - r) = 0.0024$$

$$\epsilon_{s2} := \left(\frac{\epsilon_c}{c}\right) (c - (r + S_y)) = 0.0009$$

$$\epsilon_{s3} := \left(\frac{\epsilon_c}{c}\right) (d_x - c) = 0.0006$$

Esfuerzos en el Acero:

$$f_1 := \begin{cases} \text{if } \epsilon_{s1} > 0.002 & = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ \text{else} \\ \epsilon_{s1} \cdot E_s \end{cases}$$

$$f_2 := \begin{cases} \text{if } \epsilon_{s2} > 0.002 & = 1890 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ \text{else} \\ \epsilon_{s2} \cdot E_s \end{cases}$$

$$f_3 := \begin{cases} \text{if } \epsilon_{s3} > 0.002 & = 1260 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ \text{else} \\ \epsilon_{s3} \cdot E_s \end{cases}$$

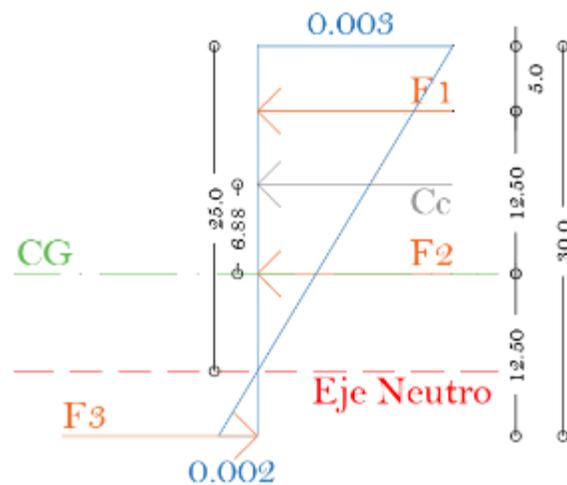
Fuerzas en el Acero:

$F_1 := f_1 \cdot (A_{\text{vartrans}} \cdot \text{fila1}) = 48.22 \text{ ton}$

$F_2 := f_2 \cdot (A_{\text{vartrans}} \cdot \text{fila2}) = 10.85 \text{ ton}$

$F_3 := f_3 \cdot (A_{\text{vartrans}} \cdot \text{fila1}) = 14.46 \text{ ton}$

Cuando $c=25$



Fuerza en el Concreto:

$C_c := a \cdot f'_c \cdot B = 252.88 \text{ ton}$

$$P := C_c + F_1 + F_2 - F_3 = 297.47 \text{ ton}$$

Fuerza (ton)	Brazo (cm)	Momento (ton·cm)
252.88	6.88	1738.52
48.22	12.50	602.70
10.85	0	0
14.46	12.50	180.81

$$M := 25.22 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Cálculo cuando $c=d$:

$$c := 30 \text{ cm}$$

Se propone un valor del eje neutro

$$a := 0.85 \cdot c = 25.5 \text{ cm}$$

Cálculo de las deformaciones:

$$\epsilon_{s1} := \left(\frac{\epsilon_c}{c} \right) \cdot (c - r) = 0.0025$$

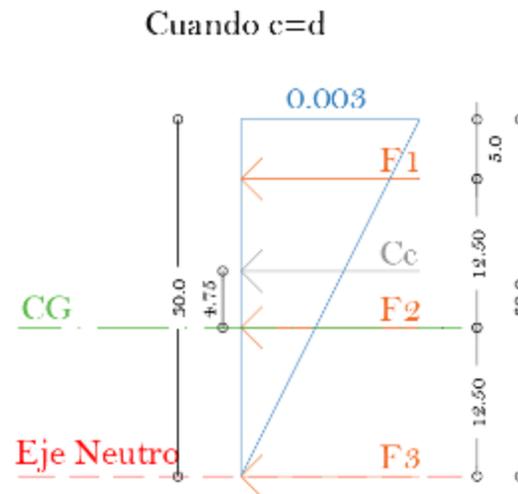
$$\epsilon_{s2} := \left(\frac{\epsilon_c}{c} \right) (c - (r + S_y)) = 0.0013$$

$$\epsilon_{s3} := \left(\frac{\epsilon_c}{c} \right) (d_x - c) = 0$$

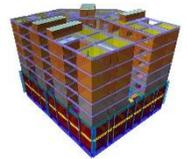
Esfuerzos en el Acero:

$$f_1 := \begin{cases} \text{if } \epsilon_{s1} > 0.002 & = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ \left\| \begin{array}{l} 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ \text{else} \\ \epsilon_{s1} \cdot E_s \end{array} \right\| \end{cases}$$

$$f_2 := \begin{cases} \text{if } \epsilon_{s2} > 0.002 & = 2625 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ \left\| \begin{array}{l} 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ \text{else} \\ \epsilon_{s2} \cdot E_s \end{array} \right\| \end{cases}$$



$$f_3 := \begin{cases} \text{if } \epsilon_{s3} > 0.002 & = 0 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ \left\| \begin{array}{l} 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ \text{else} \\ \epsilon_{s3} \cdot E_s \end{array} \right\| \end{cases}$$



Fuerzas en el Acero:

$$F_1 := f_1 \cdot (A_{vartrans} \cdot fila1) = 48.22 \text{ ton}$$

$$F_2 := f_2 \cdot (A_{vartrans} \cdot fila2) = 15.07 \text{ ton}$$

$$F_3 := f_3 \cdot (A_{vartrans} \cdot fila1) = 0 \text{ ton}$$

$$P := C_c + F_1 + F_2 - F_3 = 366.73 \text{ ton}$$

Fuerza en el Concreto:

$$C_c := a \cdot f''c \cdot B = 303.45 \text{ ton}$$

<i>Fuerza</i> (ton)	<i>Brazo</i> (cm)	<i>Momento</i> (ton·cm)
303.45	4.75	1441.39
48.22	12.50	602.70
15.07	0	0
0	12.50	0

$$M := 20.44 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

<i>Axial</i> (ton)	<i>Momento</i> (ton·m)	<i>F_RAxial</i> (ton)	<i>F_RMomento</i> (ton·m)
532.16	0	372.51	0
366.73	20.44	256.71	14.31
297.47	25.22	208.23	17.65
218.87	28.75	153.21	20.13
183.07	29.99	128.15	20.99
145.70	28.93	116.56	23.15
-10.12	15.28	-8.09	12.23
-120.54	0	-96.43	0

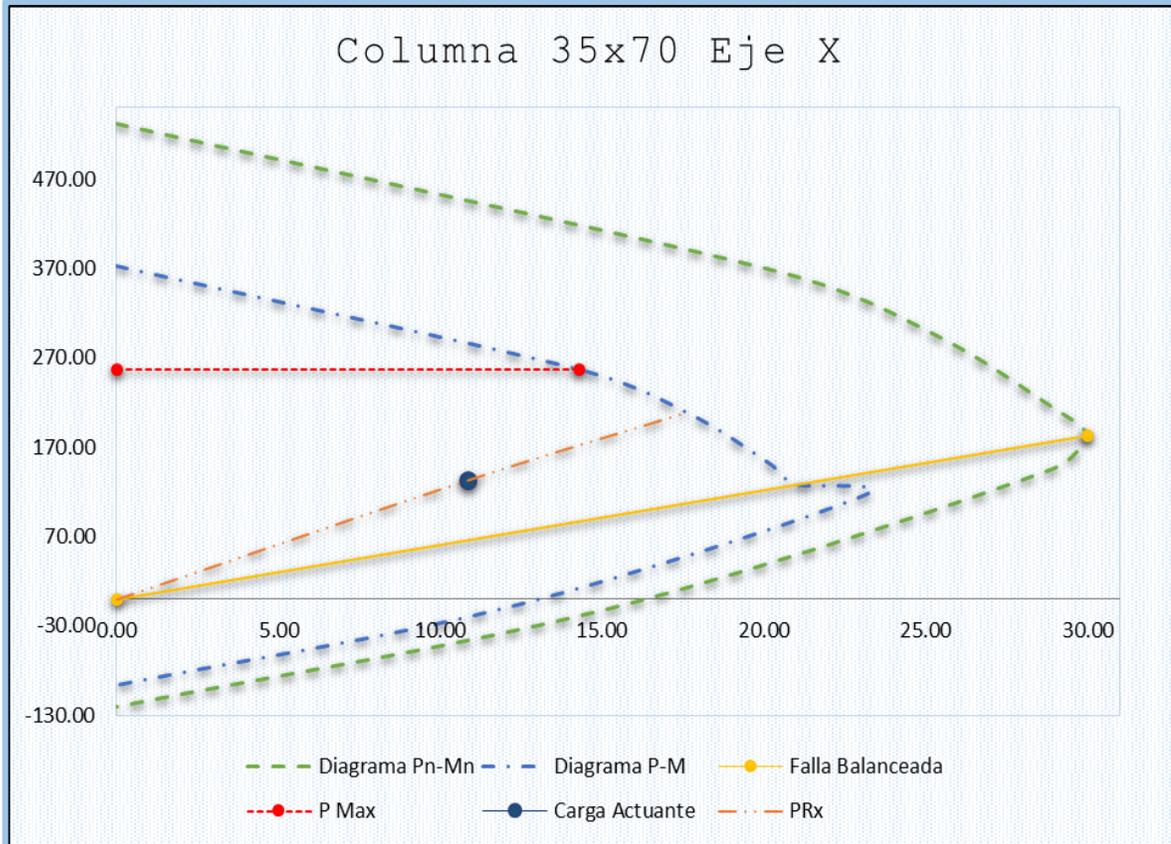
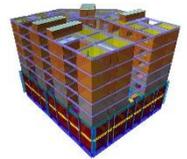


Fig. 9.24 Diagrama de Interacción Columna 35x70cm respecto al eje X

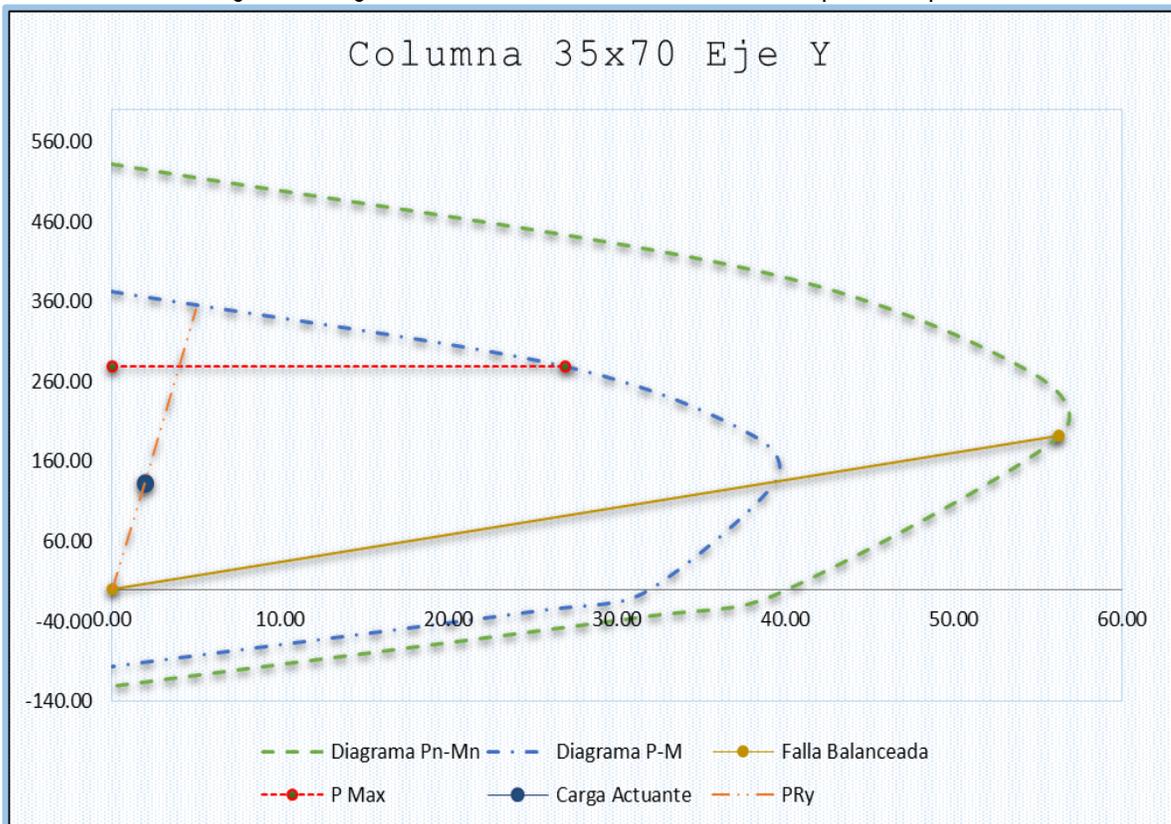


Fig. 9.25 Diagrama de Interacción Columna 35x70cm respecto al eje Y

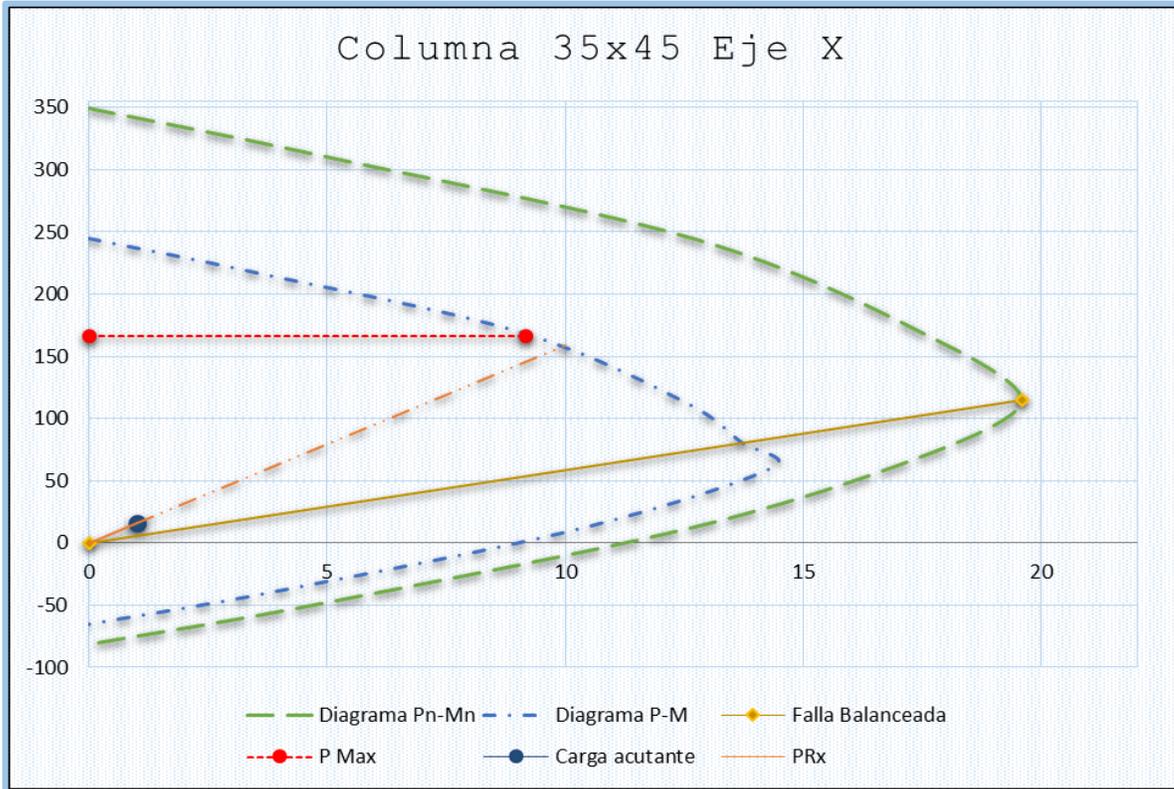


Fig. 9.26 Diagrama de Interacción Columna 35x45cm respecto al eje X

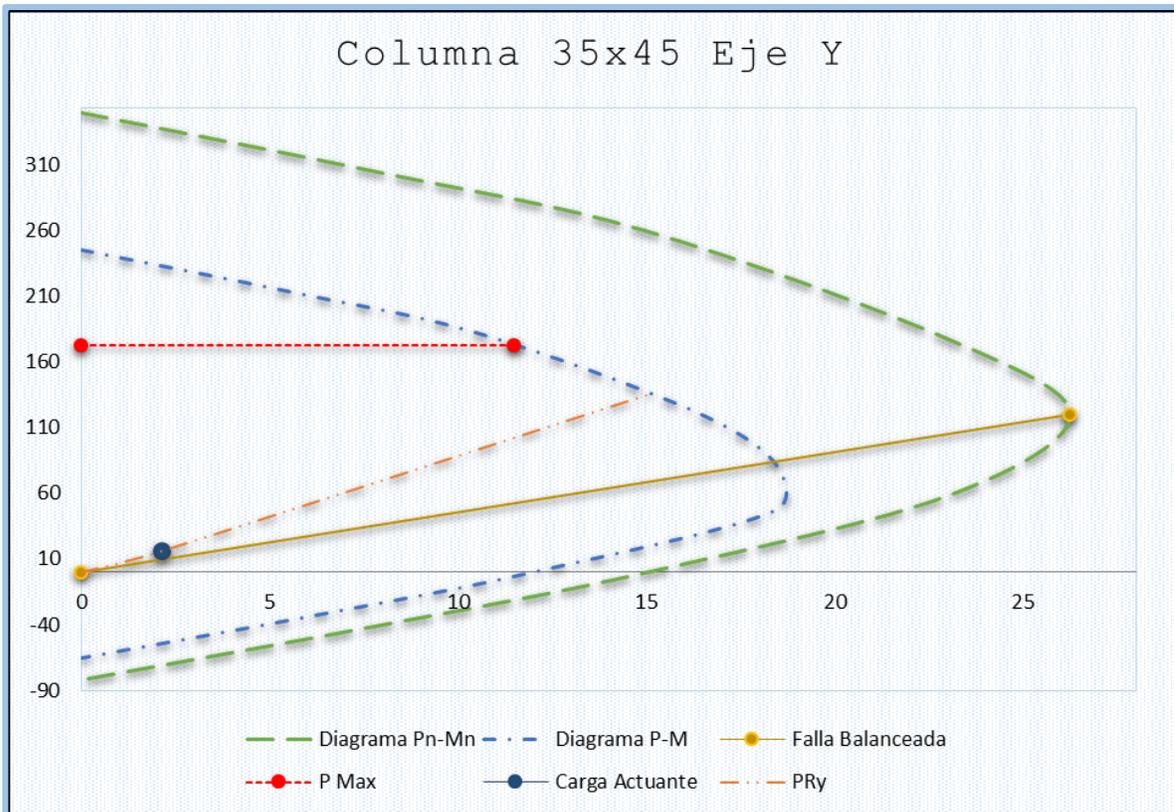


Fig. 9.27 Diagrama de Interacción Columna 35x45cm respecto al eje Y

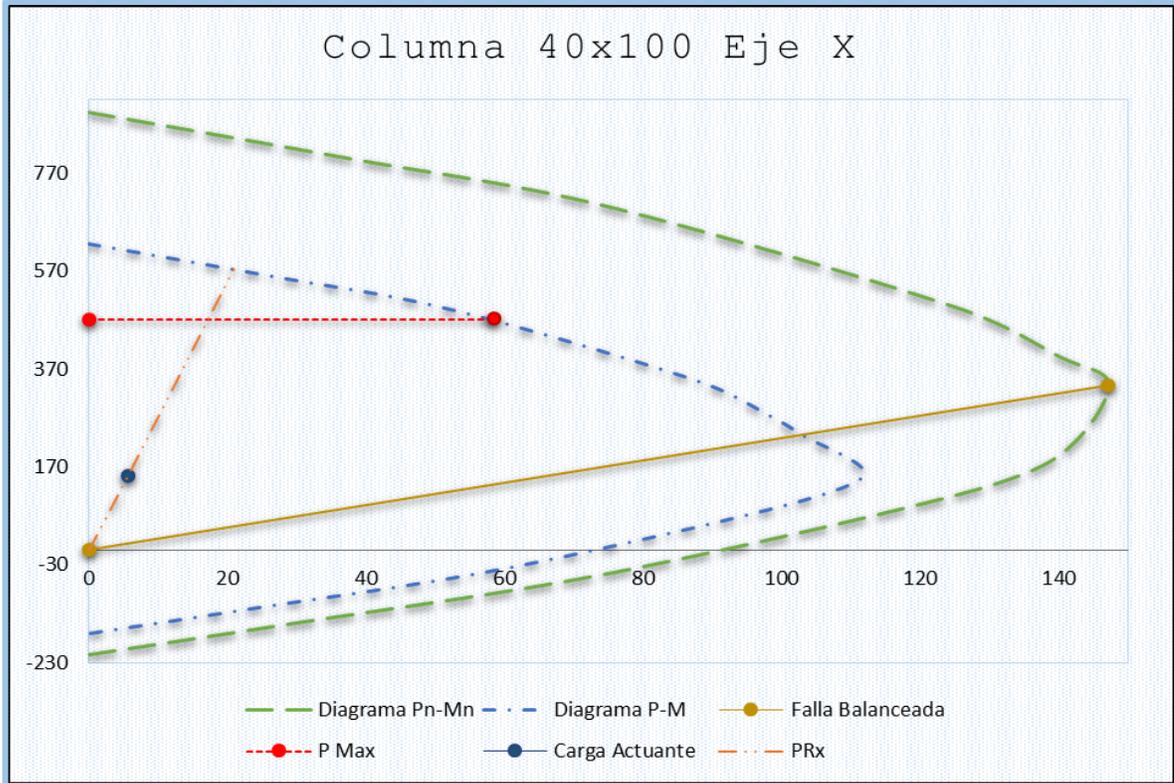


Fig. 9.28 Diagrama de Interacción Columna 40X100cm respecto al eje X

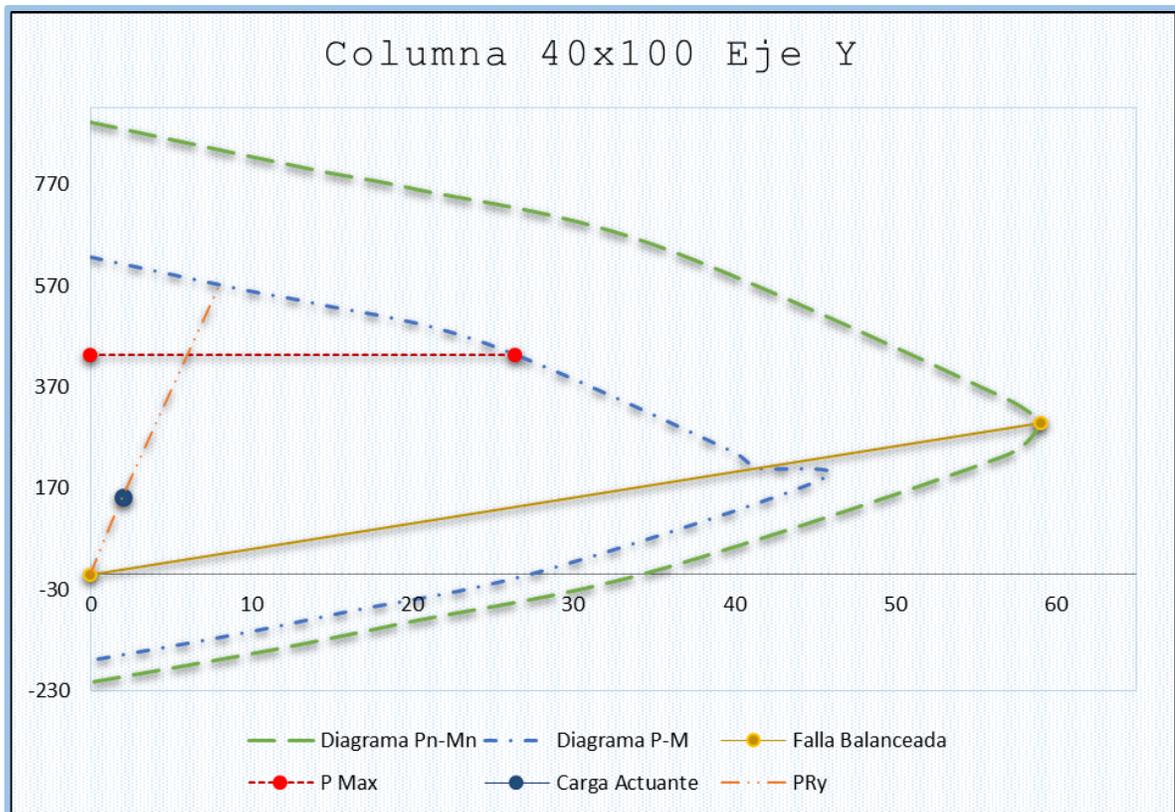
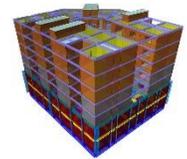


Fig. 9.29 Diagrama de Interacción Columna 40X100cm respecto al eje Y



COMPARACIÓN DE RESULTADOS

Atendiendo a los cambios realizados en muros del primer nivel de la estructura, es lógico que también se hayan generado cambios en los cortantes basales, los desplazamientos laterales y en el periodo fundamental. Debido a esto, se compilarán los nuevos resultados y se compararán con lo estipulado en las normas correspondientes.

Cortante basal

Análisis Sísmico Estático		Análisis Sísmico Modal Espectral	
VoX (ton)	VoY (ton)	VoX (ton)	VoY (ton)
733.73	733.73	575.99	596.14

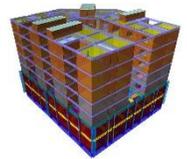
Tabla 10.1 Comparación de Cortantes Basales

Periodo fundamental de la estructura.

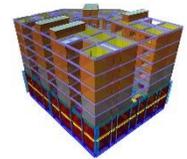
Luego de realizar las modificaciones mencionadas previamente en la estructura, nuestro periodo fundamental cambió con respecto al calculado de manera manual y al obtenido por el programa. En la siguiente tabla se muestran los valores del periodo para los tres casos.

PERIODOS FUNDAMENTALES	
RCDF-04	ETABS modelo final
0.19 seg.	0.191 seg.

Tabla 10.2 Comparación de Periodos Fundamentales.



Se puede observar en la comparación que la aproximación entre el periodo calculado mediante la normativa mexicana y el programa ETABS es sumamente similar. Por otra parte, también se hace evidente que al rigidizar más la estructura el periodo de la misma se acorta.



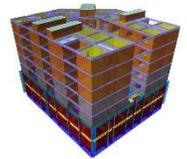
CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

Es evidente que la geometría de la estructura presentada en este documento es muy irregular, esto representó un gran problema durante el modelado de la misma debido a los desfases que se producían en los nodos, en el modelado de losas, elementos estructurales y la errónea transferencia de las cargas, todos estos pequeños detalles que, al final, resultaban en datos desproporcionados que llamaban la atención y, los cuales, requirieron de una minuciosa revisión para poder erradicarlos.

También vale la pena resaltar que por tal motivo fue que se tomaron criterios muy conservadores durante el diseño de la estructura, tales como secciones robustas en columnas, trabes y muros de concreto; todo esto con la finalidad de rigidizar muy bien la parte baja de la estructura y evitar mayores desplazamientos de la superestructura. Fue viable, de igual manera, optar por materiales con mayor resistencia para todos los muros de mampostería de los niveles superiores, mantener una buena estructuración de muros confinados respetando y siempre apegado a lo que indica el reglamento.

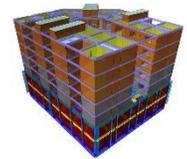
Los resultados del Análisis Modal Espectral de la edificación muestran que ésta tendrá un buen comportamiento sísmico a pesar de su irregularidad geométrica, se observan desplazamientos bastante aceptables y dentro de la normativa, así como estados límite y de servicio en elementos estructurales que se encuentran dentro de los rangos permisibles.

Sin duda, una de las grandes pruebas que ha tenido la edificación, fue la ocurrida el pasado 19 de Septiembre del año en curso donde un sismo de magnitud considerada azotó a la



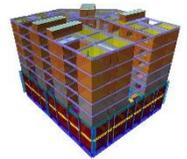
ciudad de México devastando un sinfín de estructuras y dejando otras con daños severos e irreparables. El edificio presentado en este escrito no presentó ninguna grieta visible ni algún daño aparente en sus elementos estructurales.

Como comentario final, es preciso recalcarle al lector que los modelos tridimensionales, como el mostrado aquí, son sólo eso; modelos, los cuales no representarán al 100% el comportamiento que una estructura desarrollará a lo largo de un evento sísmico. Los modelos matemáticos nos proporcionan datos aproximados que el proyectista deberá interpretar y aplicar su criterio para dimensionar elementos resistentes ante las sollicitaciones mecánicas dispuestas.



BIBLIOGRAFÍA

- Astroza, M. y Schmidt, A., 2004, "Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño", en *Revista de Ingeniería Sísmica*, 70, enero-junio, México, Artículo en línea disponible en: <http://www.redalyc.org/pdf/618/61807003.pdf>
Fecha de consulta: 7 de junio de 2017.
- Bazan, E. y Meli, R., 2008, "Diseño sísmico de Edificios", México, editorial Limusa.
- Bazan, E. y Meli, R., 1998, "Manual de diseño sísmico de Edificios", México, editorial Limusa.
- Betancourt, R. y Padilla, D., 2008, "Manual de diseño estructural de sistemas de piso o losa a base de vigueta y bovedilla", México, ANIVIP.
- Broms, B., 1965, "Crack Width and Crack Spacing in Reinforced Concrete Members", "en" *American Concrete Institute*, 62, Octubre, Detroit.
- Computers & Structures, Inc., 2005 "ETABS Software de Diseño Integral para Edificaciones. Guía de Introducción para el usuario", California.
- Crisafulli, F. y Villafane, E., 2002, "Espectros de respuesta y de diseño, Ingeniería Sismorresistente", Argentina, Universidad Nacional de Cuyo, Facultad de ingeniería.
- Gobierno del Distrito Federal, 2004, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Gaceta oficial del Distrito Federal, Tomo I.
- Gobierno del Distrito Federal, 2004, "Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño



Estructural de Edificaciones", Gaceta oficial del Distrito Federal, Tomo II.

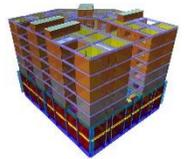
- González, O. M. y Robles, F., 2011, "*Aspectos fundamentales del concreto reforzado*", México, editorial Limusa.
- Mc Cormac, J. y Brown, R. H., 2015, "*Diseño de concreto reforzado*", México, Alfaomega.
- Meli, R., 2000, "*Diseño Estructural*", México, editorial Limusa.
- Rosenblueth, E., 1992, "*Diseño de estructuras resistentes a sismos*", México, editorial Limusa.
- Sambrano, M., 2015, "*Concreto armado Generalidades*", Venezuela, Universidad Católica Andrés Bello.

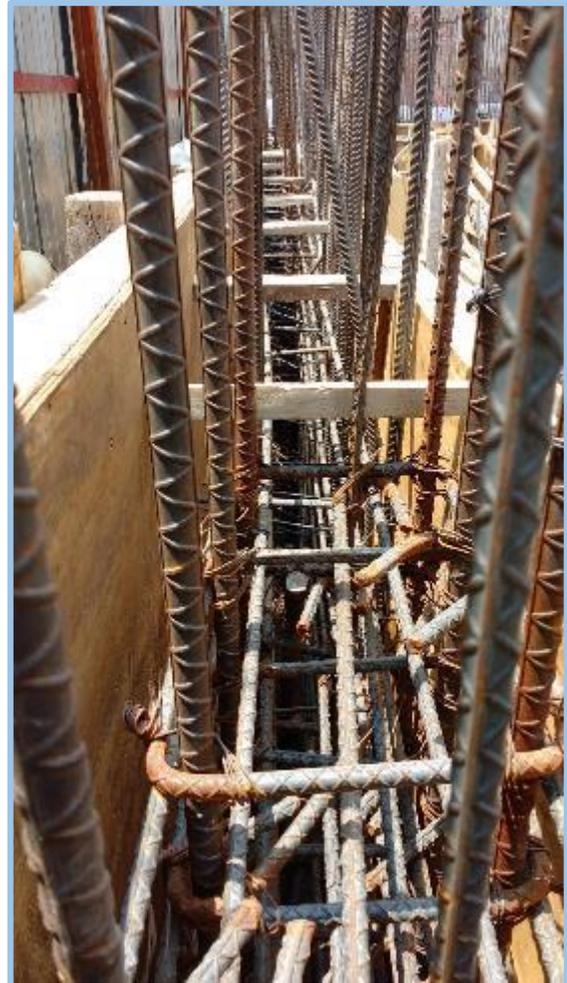
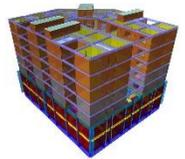
APÉNDICES

Memoria fotográfica.

Imágenes Construcción de Semisótano



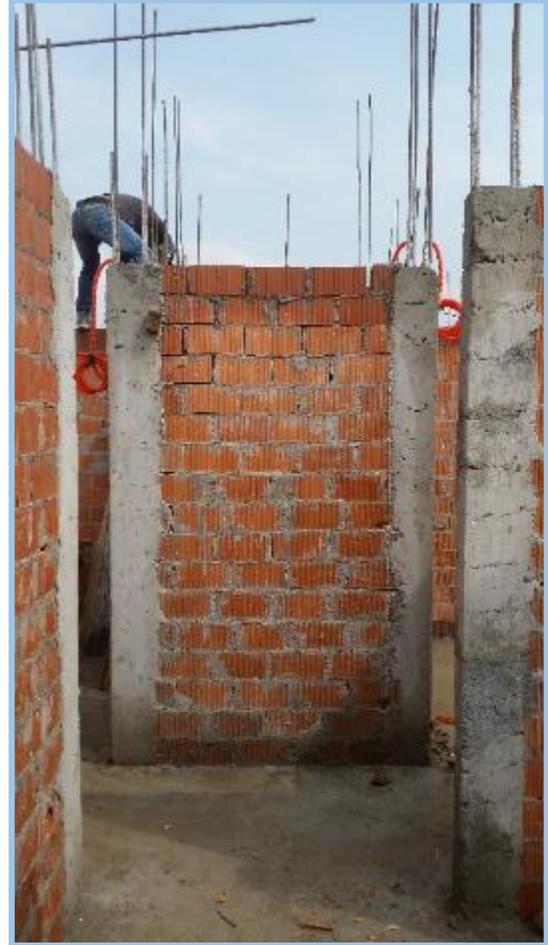
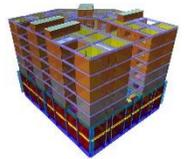




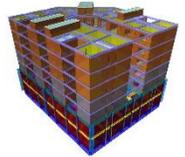












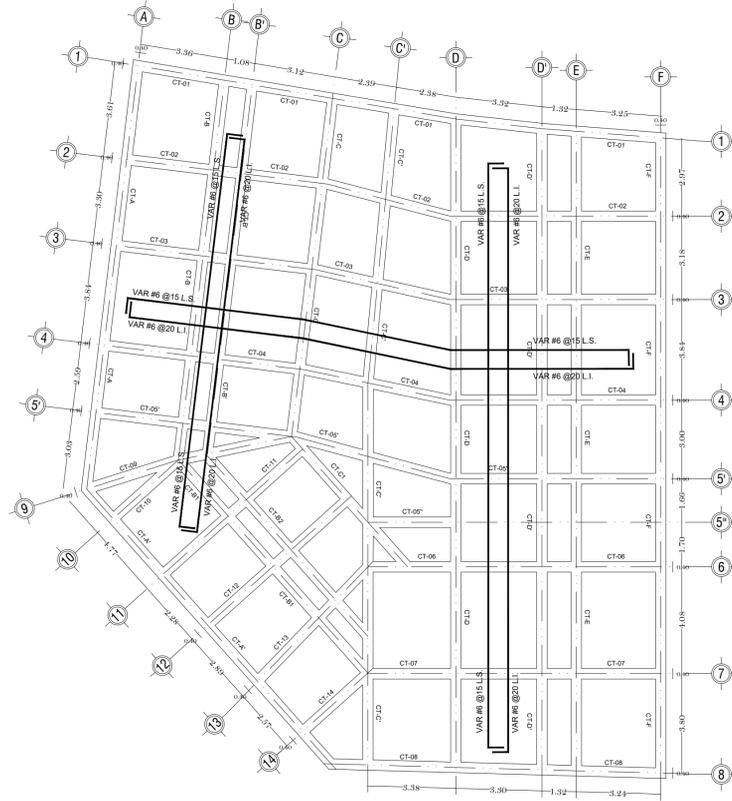
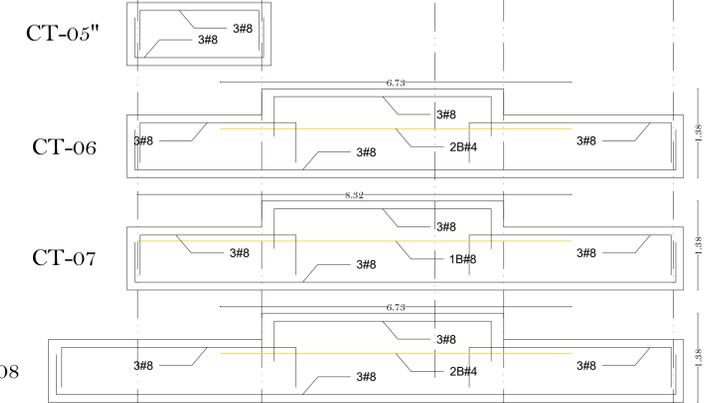
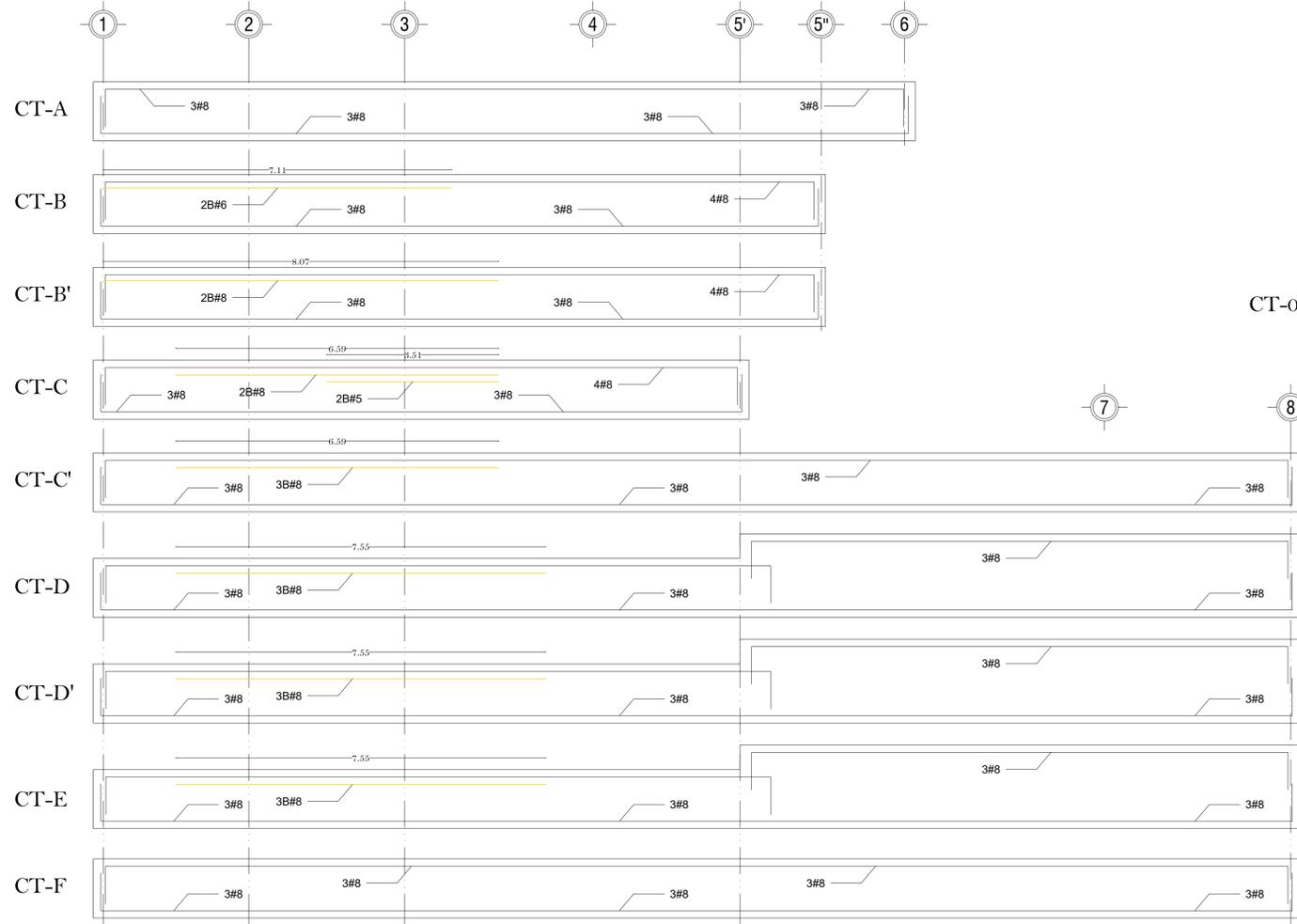
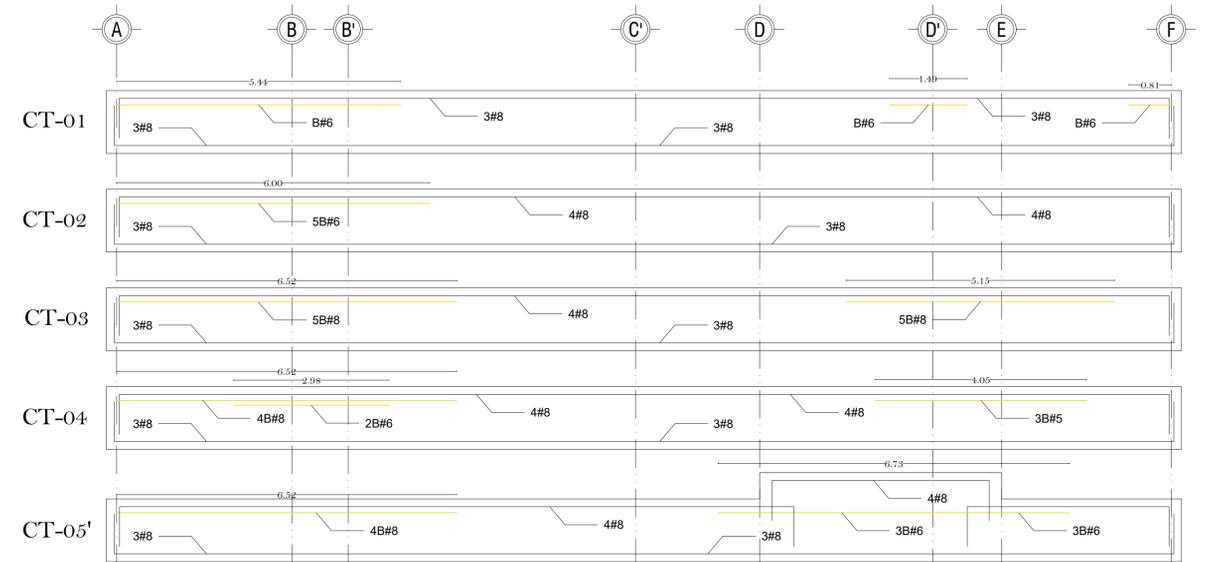
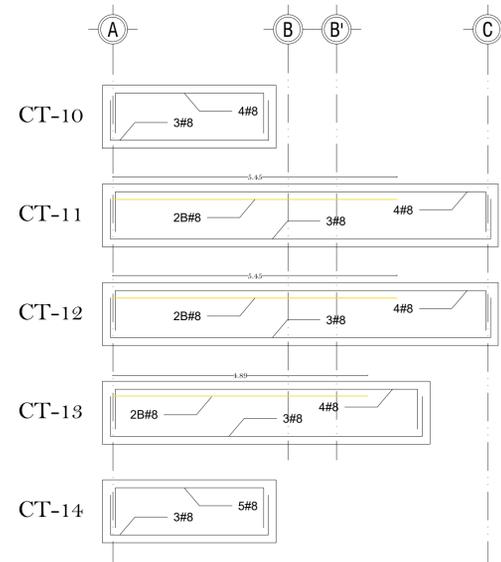
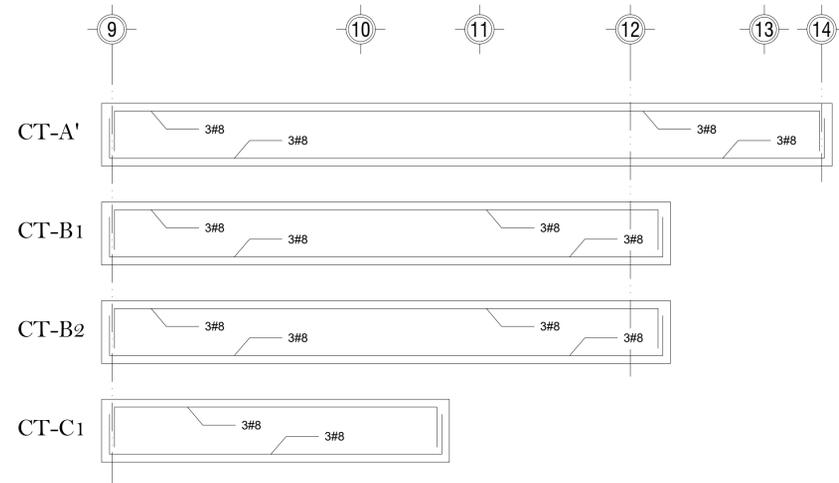


Imágenes Proyecto Terminado Octubre 2018









PLANTA LOSA DE FONDO Y CONTRATABES
 LOSA MACIZA DE 40cm DE ESPESOR TRABES TIPO DE 40x120cm, ARMADAS CON 4Var#8 EN L.S. Y 1/2 EN L.I. Y
 ESTRIBOS #3@15cm
 CONCRETO DE F'c=250 kg/cm2



DISEÑO ESTRUCTURAL



PROYECTO :

PLOMEROS 56

CREDITOS:

AUTORES

ELABORACIÓN: ALAN M. LUNA MANJARREZ

SUPERVISIÓN:

ING. MIGUEL ÁNGEL GONZÁLEZ VITE

AUTORIZACIÓN

ING. MIGUEL ÁNGEL GONZÁLEZ VITE

DATOS

PROPIEDAD: Arq. Guillermo Sánchez Contreras

OBRA: PLOMEROS 56

UBICACIÓN: Calle Plomeros #56, Colonia Morelos, Del. Venustiano Carranza, Ciudad de México.

ESCALA: INDICADA

FECHA: Septiembre 2016

PROYECTO: ESTRUCTURAL

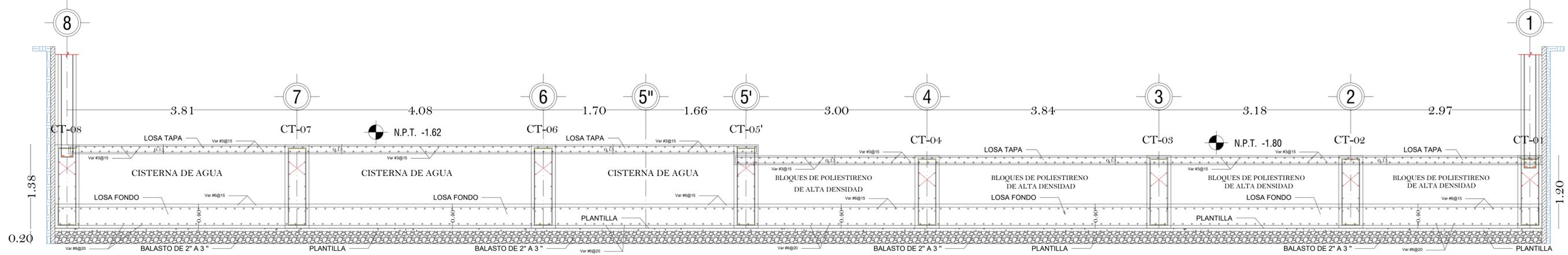
REVISIÓN	FECHA	OBSERVACIÓN
A		EMITIDO PARA REVISIÓN
0		APROBADO P/CONSTRUCCIÓN
1		MODIFICACIONES EN DETALLES
2		MODIFICACIONES EN DETALLES

PLANO

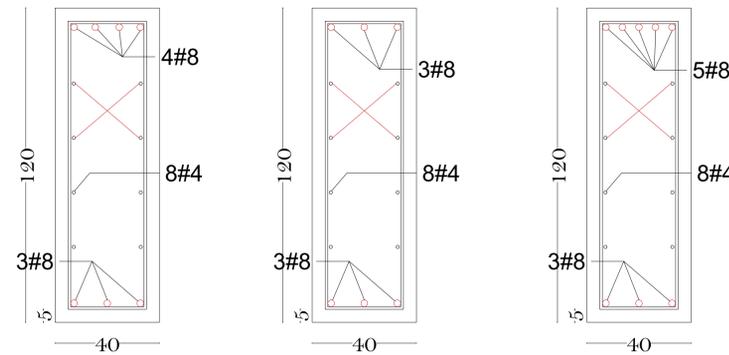
ESTRUCTURAL LOSA FONDO

CLAVE DE PLANO:

EST 01



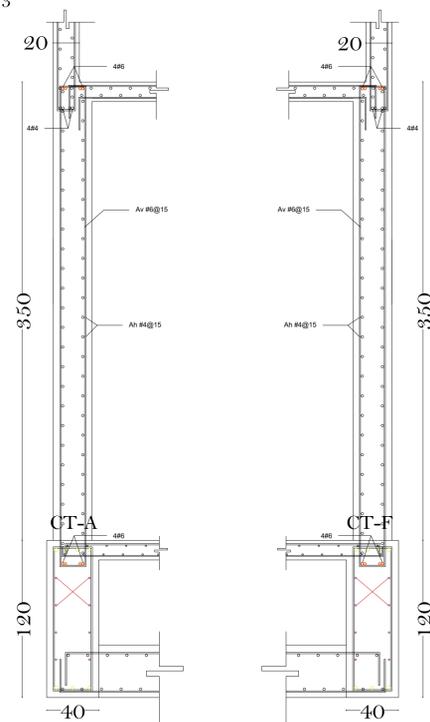
CORTE 1-1'



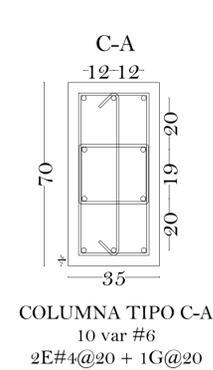
CT-14

CT-01, CT-05', CT-06, CT-07, CT-A, CT-C', CT-D, CT-D', CT-E, CT-F, CT-A', CT-B1, CT-B2, CT-C1

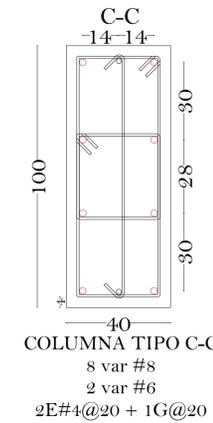
CT-02, CT-03, CT-04, CT-05', CT-B, CT-B', CT-C, CT-8, CT-10, CT-11, CT-12, CT-13



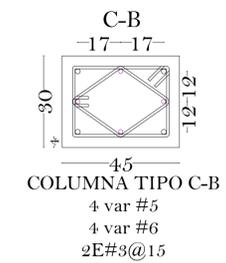
MURO DE CONCRETO MC-1



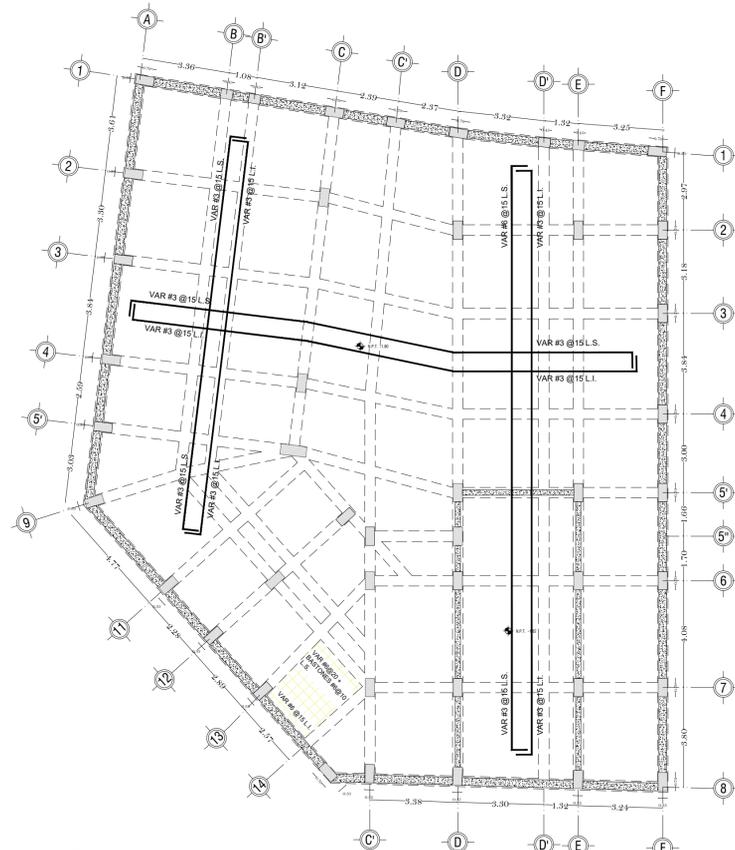
COLUMNA TIPO C-A
10 var #6
2E#4@20 + 1G@20



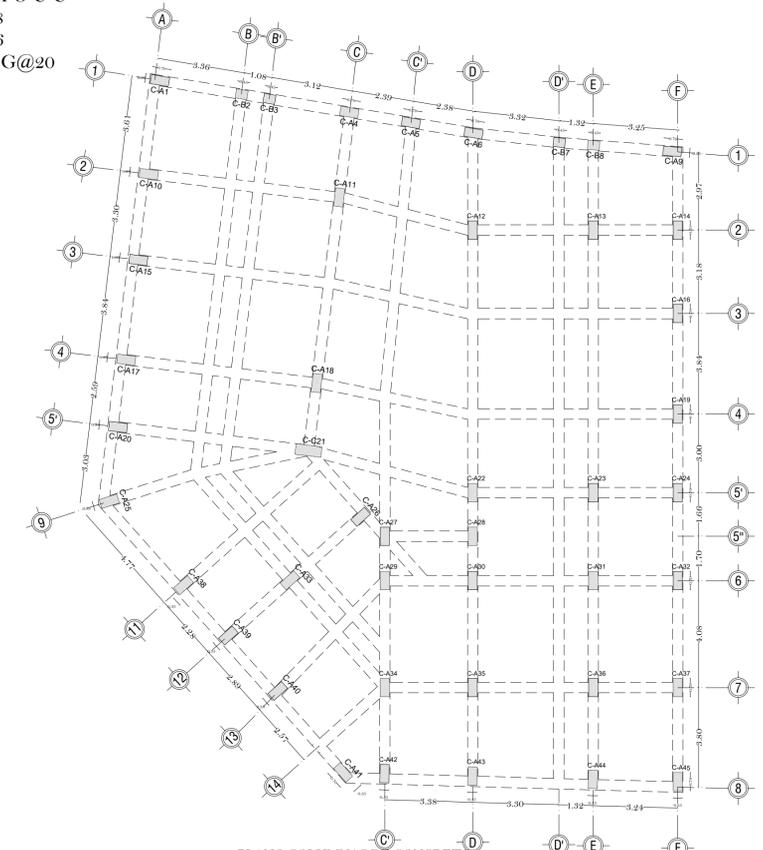
COLUMNA TIPO C-C
8 var #8
2E#4@20 + 1G@20



COLUMNA TIPO C-B
4 var #5
4 var #6
2E#3@15



PLANTA LOSA TAPA
LOSA MACIZA DE 15cm DE ESPESOR TOTAL, ARMADA CON VARILLAS #3@15cm L.S. Y VARILLAS #3@15cm L.L.
CONCRETO DE F'c=250 kg/cm2



PLANO COLUMNAS DE CONCRETO
COLUMNAS DESPLANTADAS DESDE LOSA DE CIMENTACIÓN HASTA LOSA DE PLANTA BAJA.
CONCRETO DE F'c=250 kg/cm2



PROYECTO:
PLOMEROS 56

CREDITOS:

AUTORES
ELABORACIÓN: ALAN M. LUNA MANJARREZ

SUPERVISIÓN:
ING. MIGUEL ÁNGEL GONZÁLEZ VITE

AUTORIZACIÓN
ING. MIGUEL ÁNGEL GONZÁLEZ VITE

DATOS

PROPIEDAD: Arq. Guillermo Sánchez Contreras

OBRA: PLOMEROS 56

UBICACIÓN: Calle Plomeros #56, Colonia Morelos, Del. Venustiano Carranza, Ciudad de México.

ESCALA: INDICADA

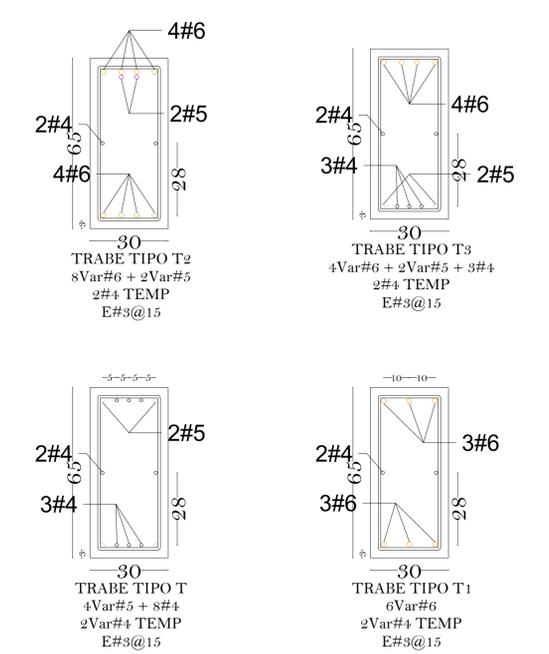
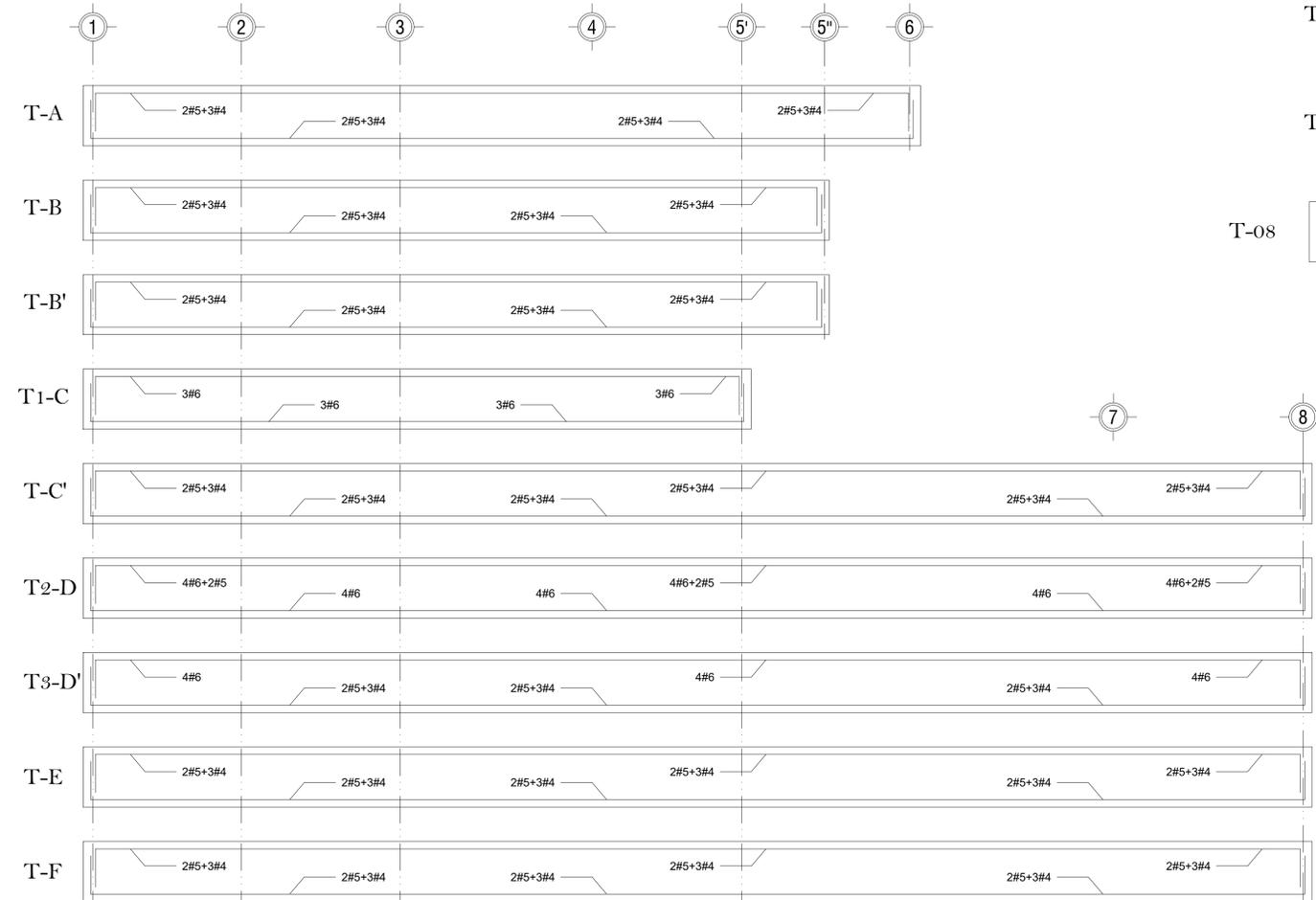
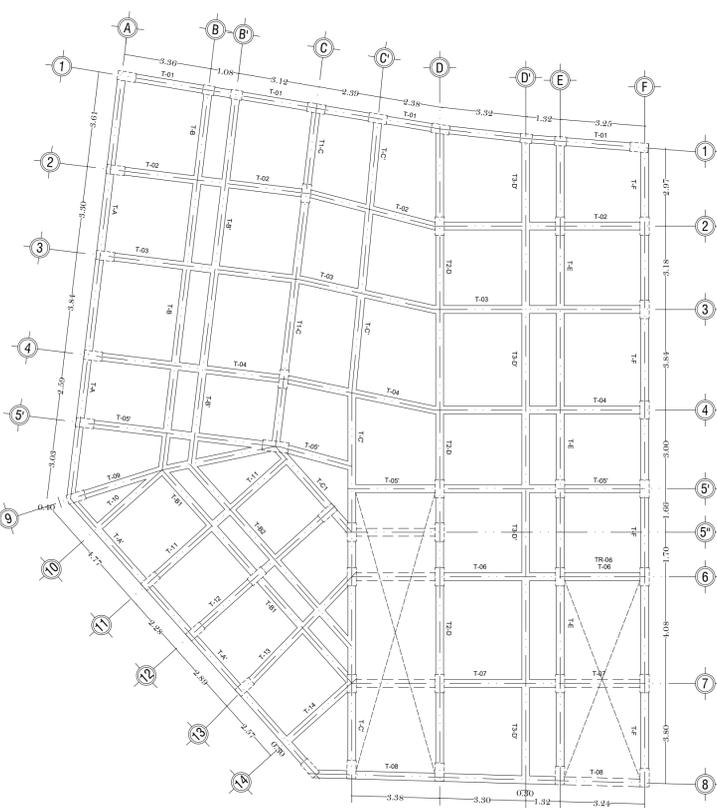
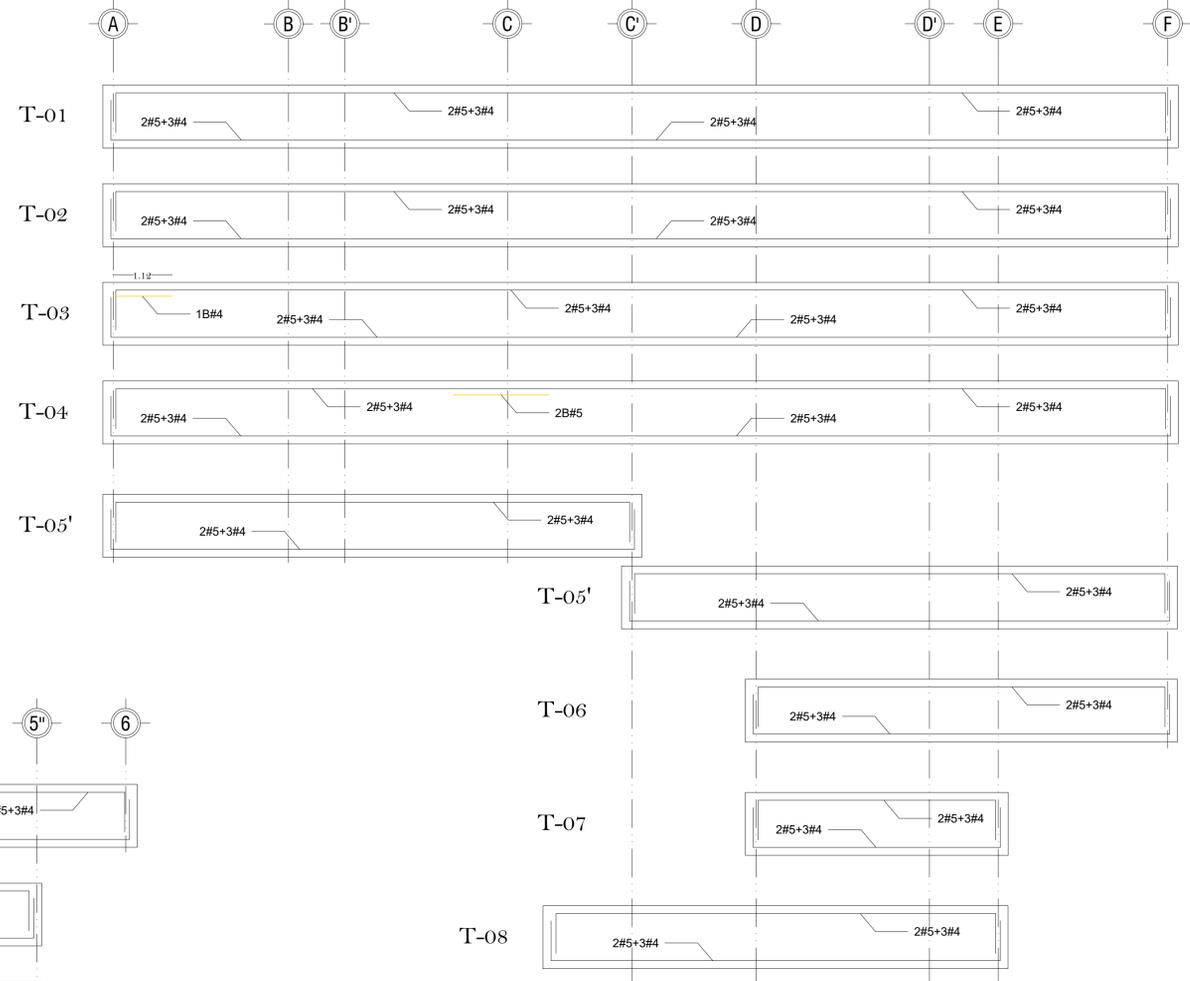
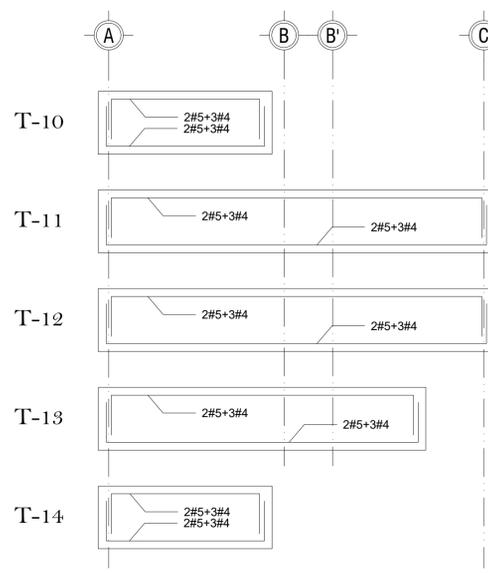
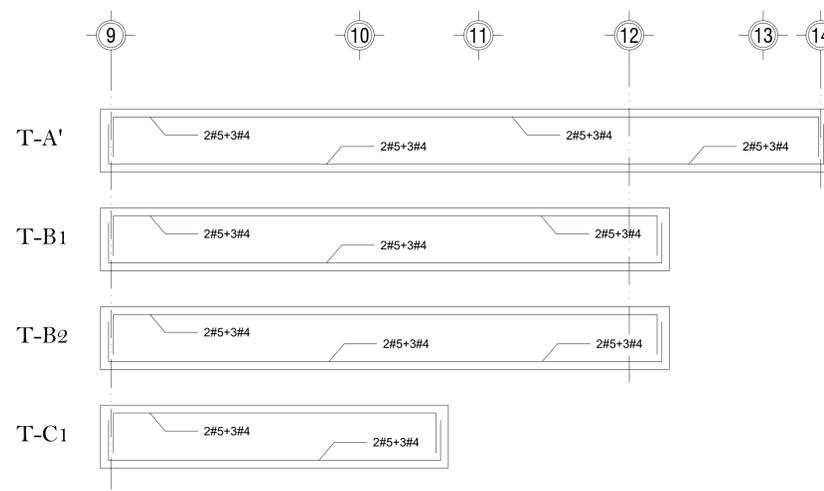
FECHA: Septiembre 2016

PROYECTO: ESTRUCTURAL

REVISIÓN	FECHA	OBSERVACIÓN
A		EMITIDO PARA REVISIÓN
0		APROBADO P/CONSTRUCCIÓN
1		MODIFICACIONES EN DETALLES
2		MODIFICACIONES EN DETALLES

PLANO
ESTRUCTURAL LOSA TAPA

CLAVE DE PLANO:
EST 02



PLANO DE TRABES DE SEMISÓTANO
 TRABES TIPO DE 30x65cm. ARMADAS CON 2Var#6 + 3Var#4 EN AMBOS LECHOS Y ESTRIBOS #3@15cm
 CONCRETO DE F'c=250 kg/cm2



PROYECTO:
PLOMEROS 56

CREDITOS:

AUTORES
 ELABORACIÓN: ALAN M. LUNA MANJARREZ

SUPERVISIÓN:
 ING. MIGUEL ÁNGEL GONZÁLEZ VITE

AUTORIZACIÓN
 ING. MIGUEL ÁNGEL GONZÁLEZ VITE

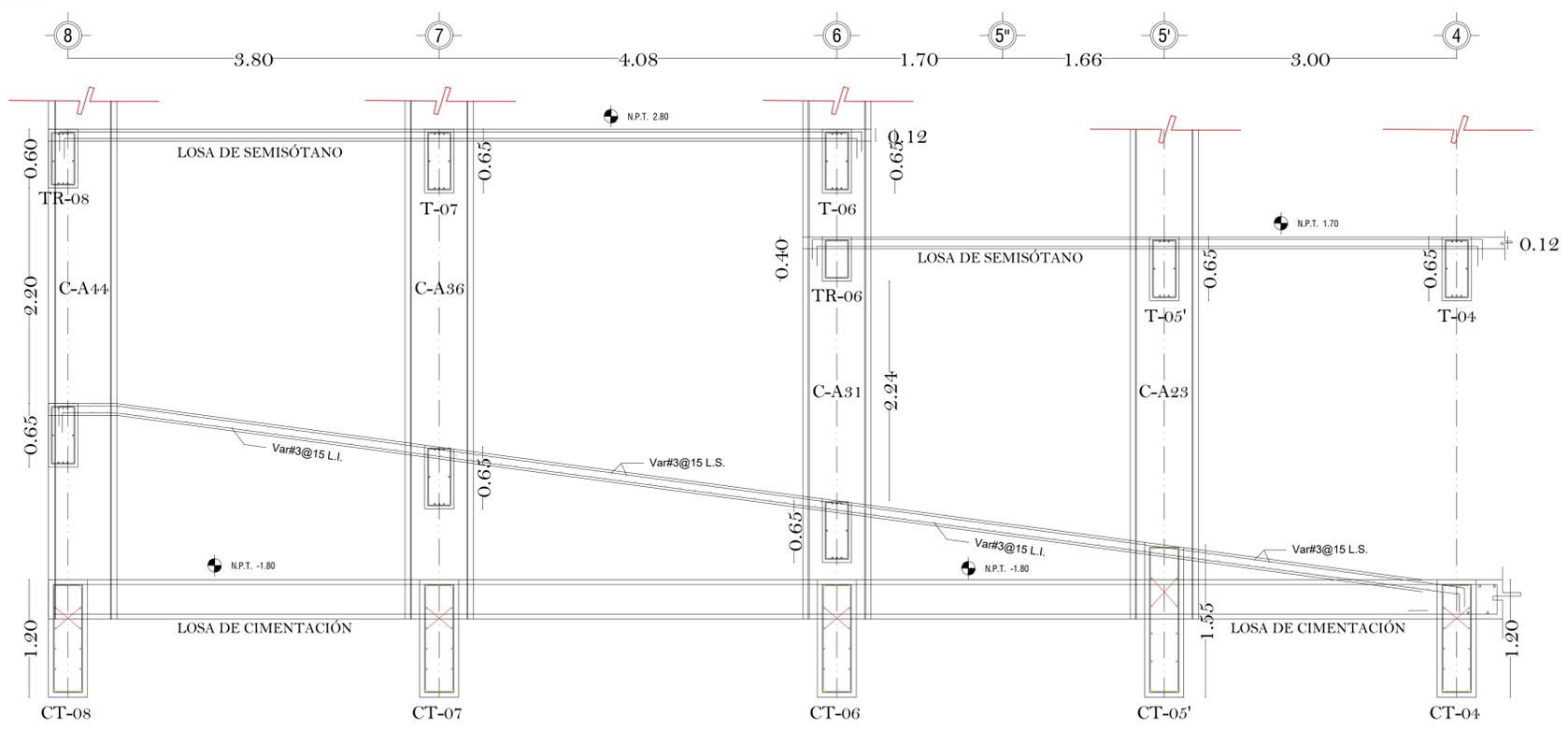
DATOS
 PROPIEDAD: Arq. Guillermo Sánchez Contreras
 OBRA: PLOMEROS 56
 UBICACIÓN: Calle Plomeros #56, Colonia Morelos, Del. Venustiano Carranza, Ciudad de México.

ESCALA: INDICADA
 FECHA: Septiembre 2016
 PROYECTO: ESTRUCTURAL

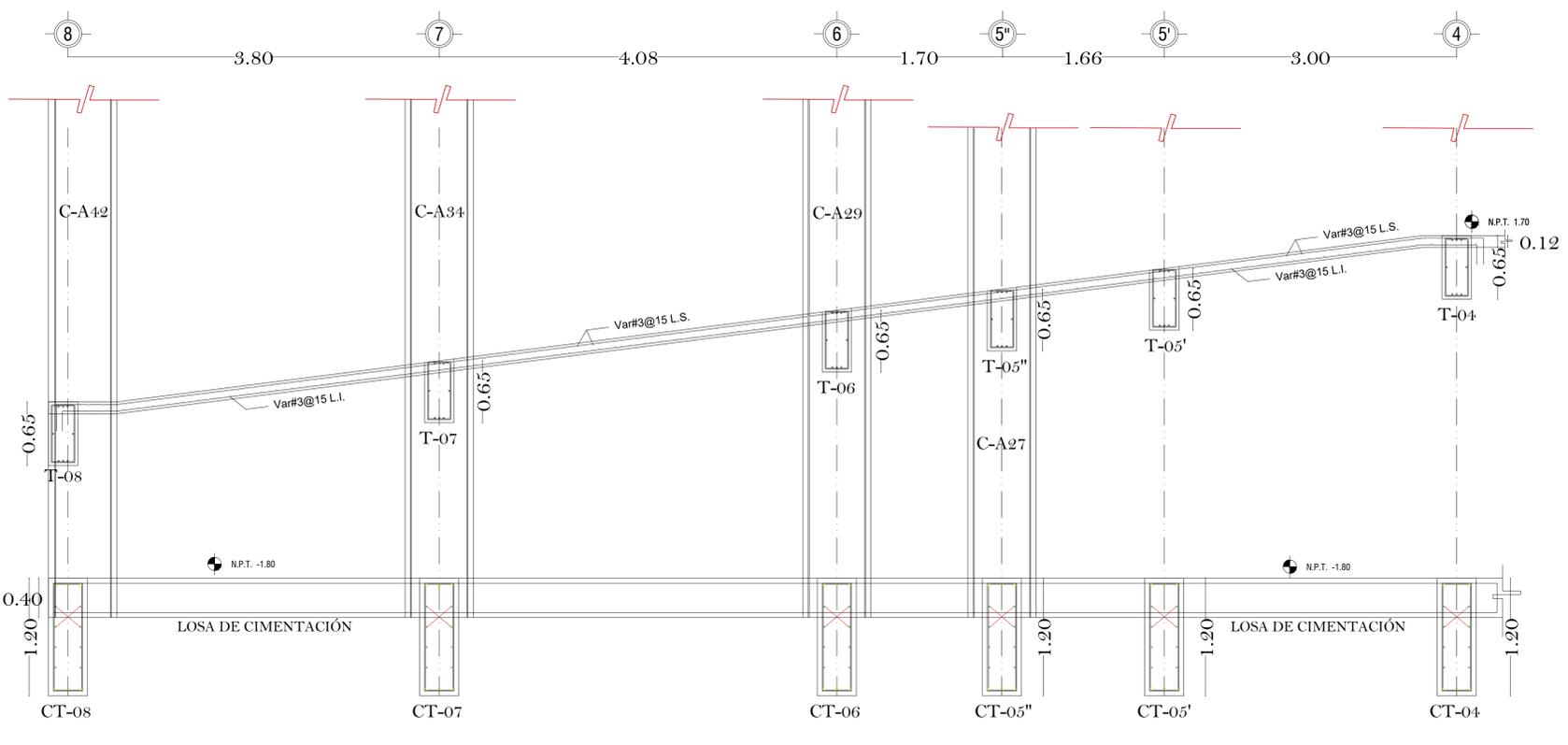
REVISIÓN	FECHA	OBSERVACIÓN
A		EMITIDO PARA REVISIÓN
0		APROBADO PICONSTRUCCIÓN
1		MODIFICACIONES EN DETALLES
2		MODIFICACIONES EN DETALLES

PLANO
 ESTRUCTURAL SEMISÓTANO

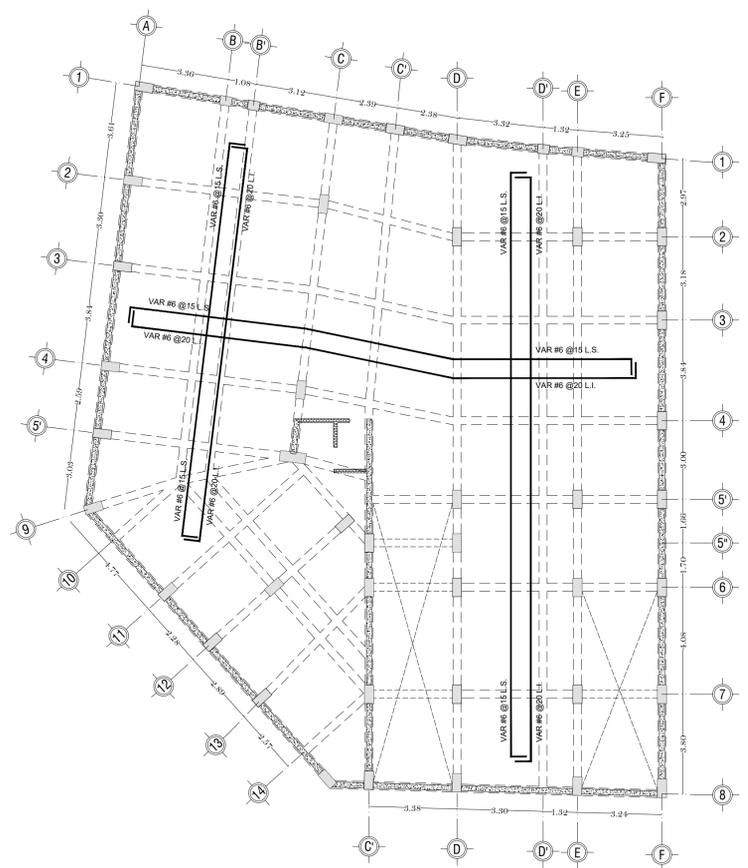
CLAVE DE PLANO:
EST 03



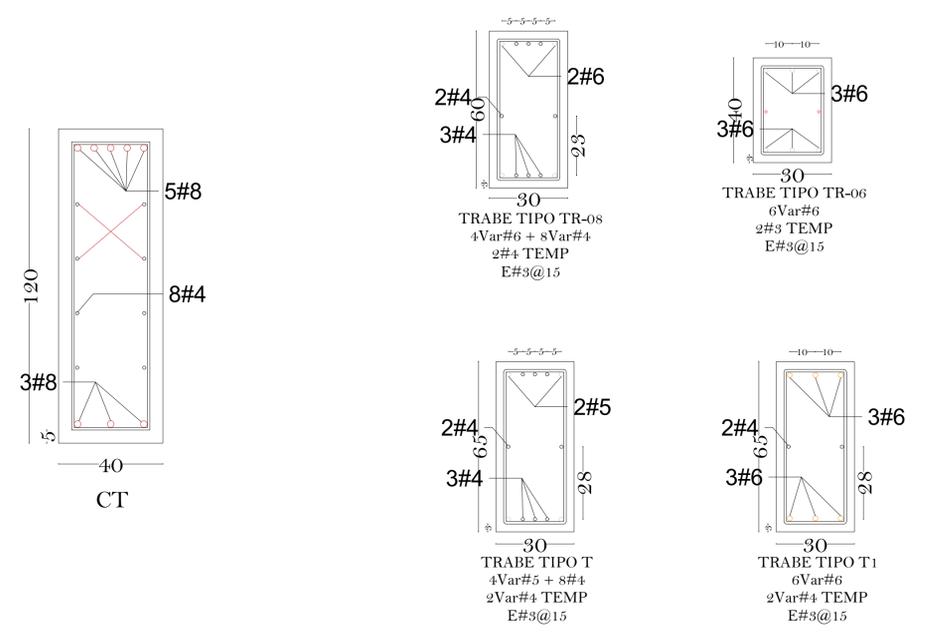
CORTE RAMPA 1-1'



CORTE RAMPA 2-2'



PLANO MUROS Y COLUMNAS DE CONCRETO
 MUROS DE CONCRETO REFORZADO DE 20cm DE ESPESOR, ARMADOS CON VARILLAS #3@15cm EN AMBOS LECHOS.
 CONCRETO DE F'c=250 kg/cm2



PROYECTO:
PLOMEROS 56

CREDITOS:

AUTORES
 ELABORACIÓN: ALAN M. LUNA MANJARREZ

SUPERVISIÓN:
 ING. MIGUEL ÁNGEL GONZÁLEZ VITE

AUTORIZACIÓN
 ING. MIGUEL ÁNGEL GONZÁLEZ VITE

DATOS

PROPIEDAD: Arq. Guillermo Sánchez Contreras

OBRA: PLOMEROS 56

UBICACIÓN: Calle Plomeros #56, Colonia Morelos, Del. Venustiano Carranza, Ciudad de México.

ESCALA: INDICADA

FECHA: Septiembre 2016

PROYECTO: ESTRUCTURAL

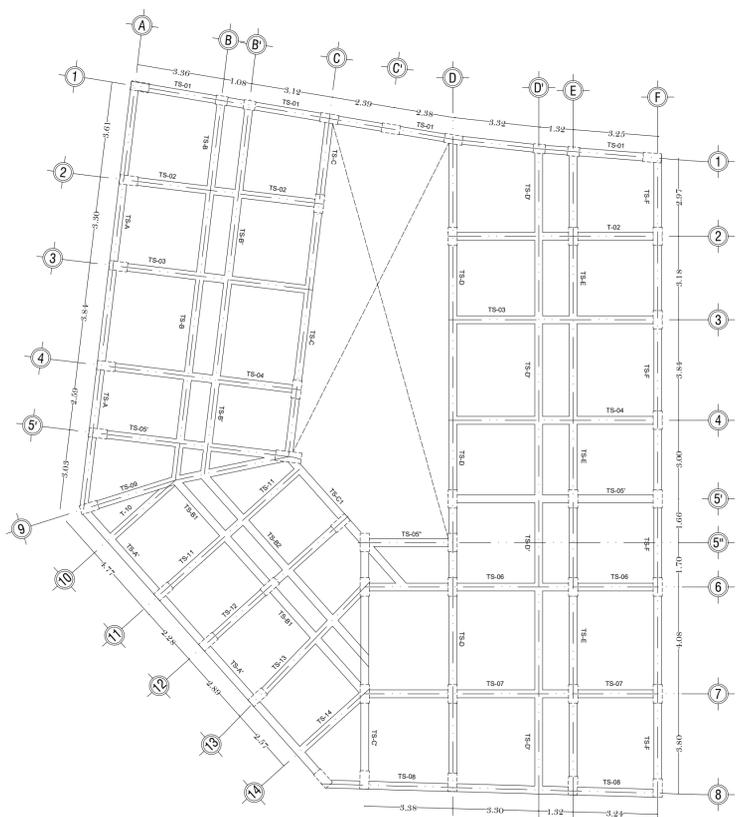
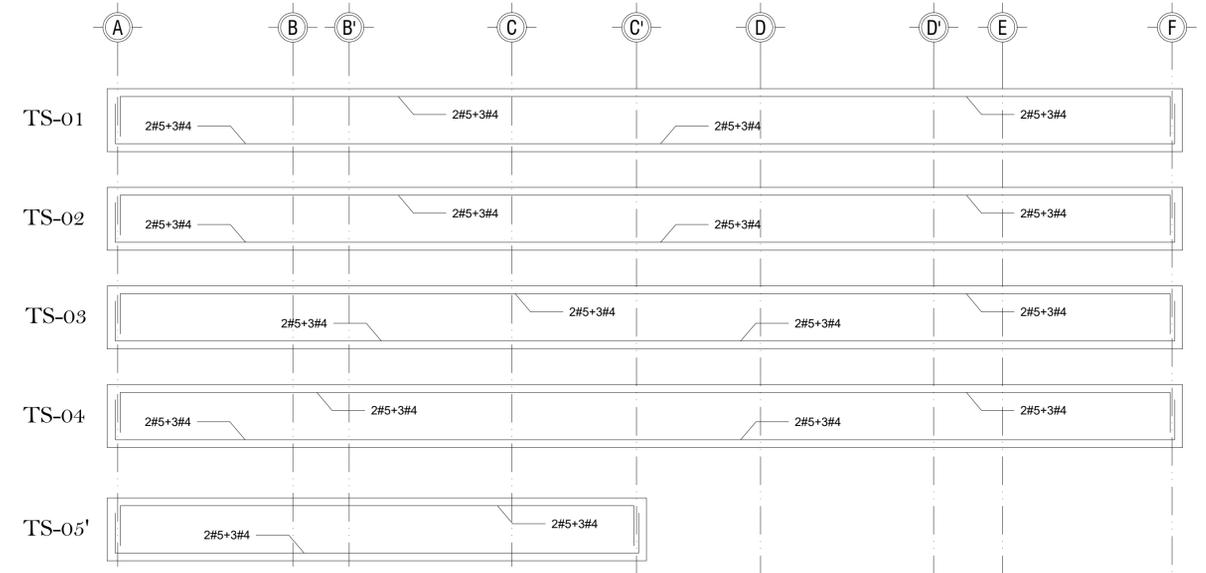
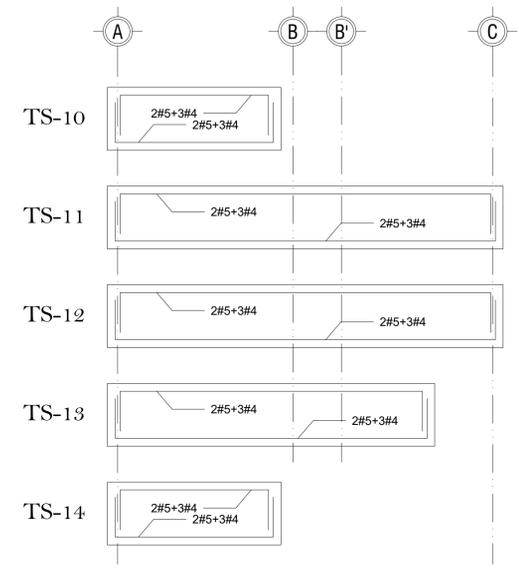
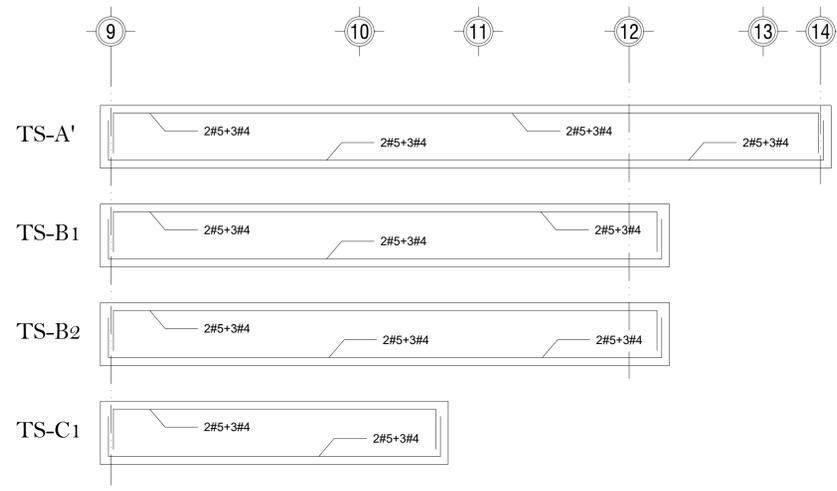
REVISIÓN	FECHA	OBSERVACIÓN
A		EMITIDO PARA REVISIÓN
0		APROBADO PICONSTRUCCIÓN
1		MODIFICACIONES EN DETALLES
2		MODIFICACIONES EN DETALLES

PLANO

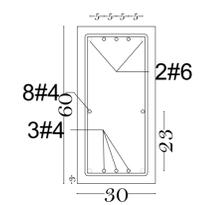
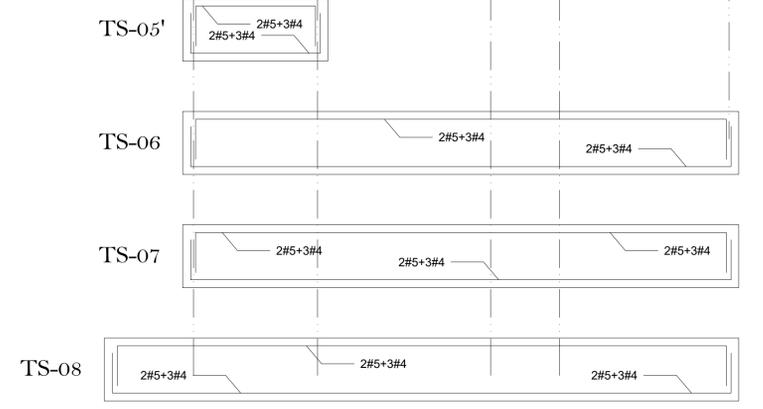
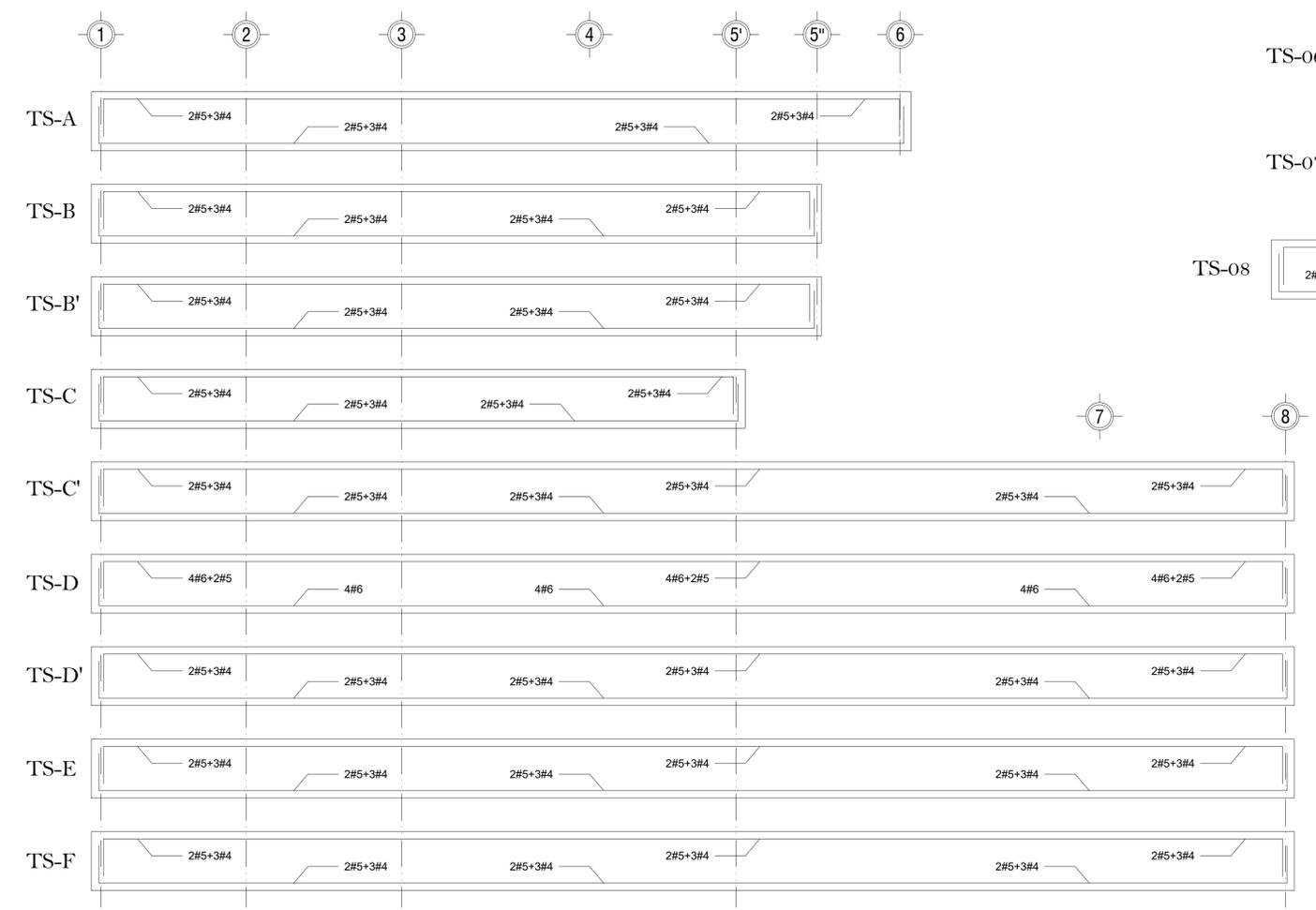
ESTRUCTURAL RAMPA Y MUROS SEMISÓTANO

CLAVE DE PLANO:

EST 04



PLANO DE TRABES DE PLANTA BAJA
 TRABES TIPO DE 30x60cm, ARMADAS CON 2Var#6 + 3Var#4 EN AMBOS LECHOS Y ESTRIBOS #3@15cm
 CONCRETO DE Fc=250 kg/cm²



TRABE TIPO TS
 2E#4@15



PROYECTO :
PLOMEROS 56

CREDITOS:

AUTORES
 ELABORACIÓN: ALAN M. LUNA MANJARREZ

SUPERVISIÓN:
 ING. MIGUEL ÁNGEL GONZÁLEZ VITE

AUTORIZACIÓN
 ING. MIGUEL ÁNGEL GONZÁLEZ VITE

DATOS

PROPIEDAD: Arq. Guillermo Sánchez Contreras

OBRA: PLOMEROS 56

UBICACIÓN: Calle Plomeros #56, Colonia Morelos, Del. Venustiano Carranza, Ciudad de México.

ESCALA: INDICADA

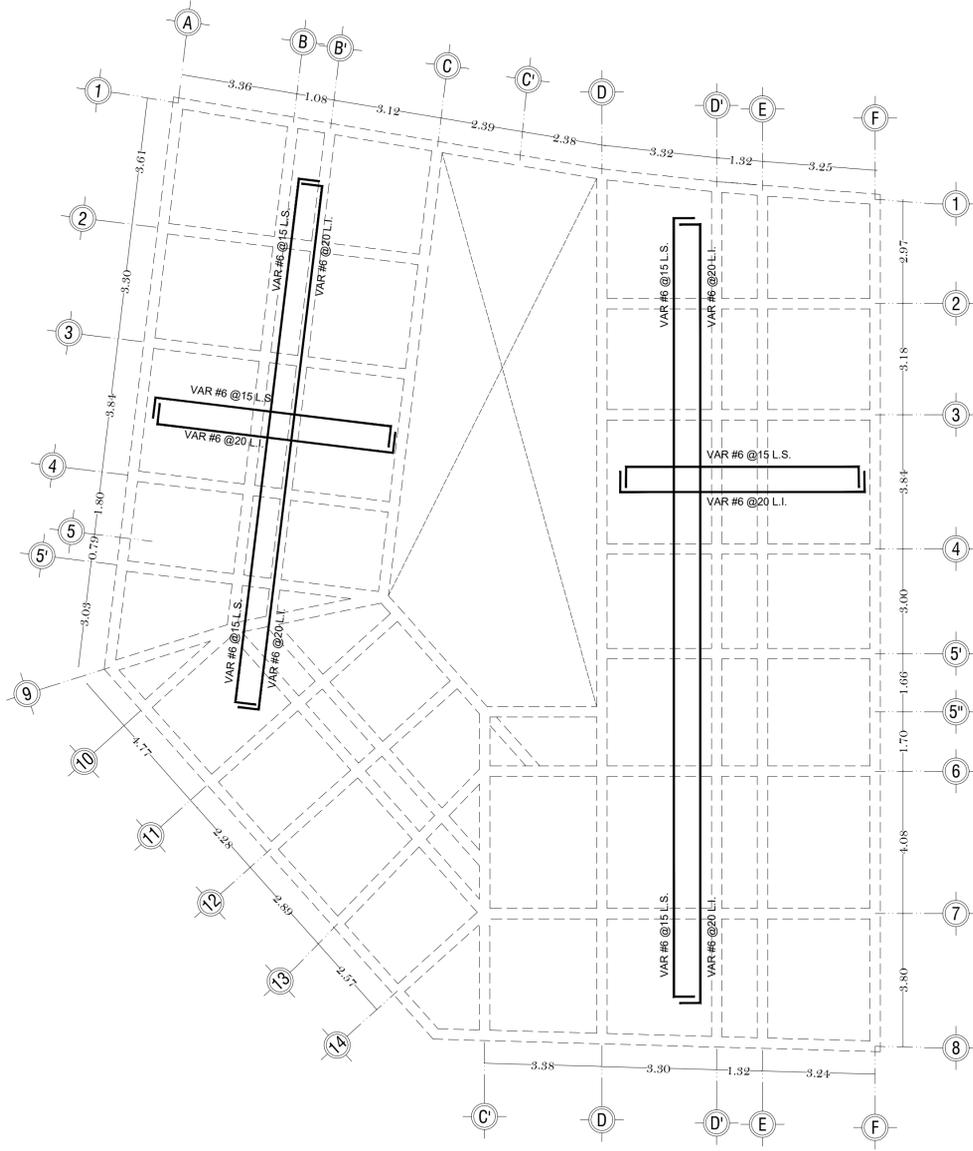
FECHA: Septiembre 2016

PROYECTO: ESTRUCTURAL

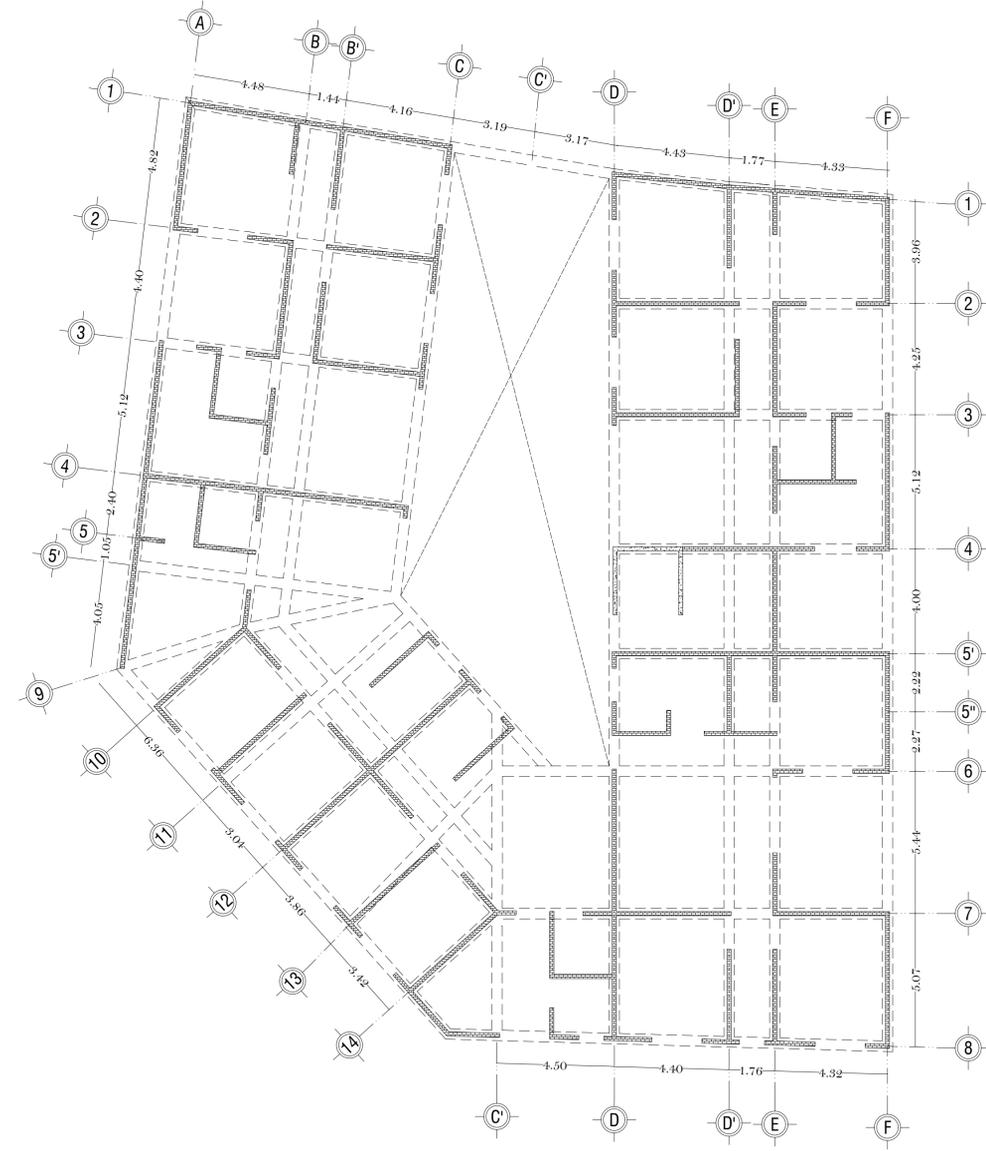
REVISIÓN	FECHA	OBSERVACIÓN
A		EMITIDO PARA REVISIÓN
0		APROBADO P/CONSTRUCCIÓN
1		MODIFICACIONES EN DETALLES
2		MODIFICACIONES EN DETALLES

PLANO
 ESTRUCTURAL LOSA PLANTA BAJA

CLAVE DE PLANO:
EST 05



PLANO LOSA DE PLANTA BAJA
 LOSA MACIZA DE 12cm DE ESPESOR TOTAL, ARMADA CON VARILLAS
 #3@15cm L.S. Y VARILLAS #3@15cm L.I.
 CONCRETO DE $F_c=250 \text{ kg/cm}^2$



PLANO MUROS DE MAMPOSTERÍA
 MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA CON BLOQUES CERAMICOS
 TABIMAX 11.5, DESPLANTADOS DESDE LOSA DE PLANTA BAJA HASTA EL
 QUINTO NIVEL



PROYECTO:	PLOMEROS 56
CREDITOS:	

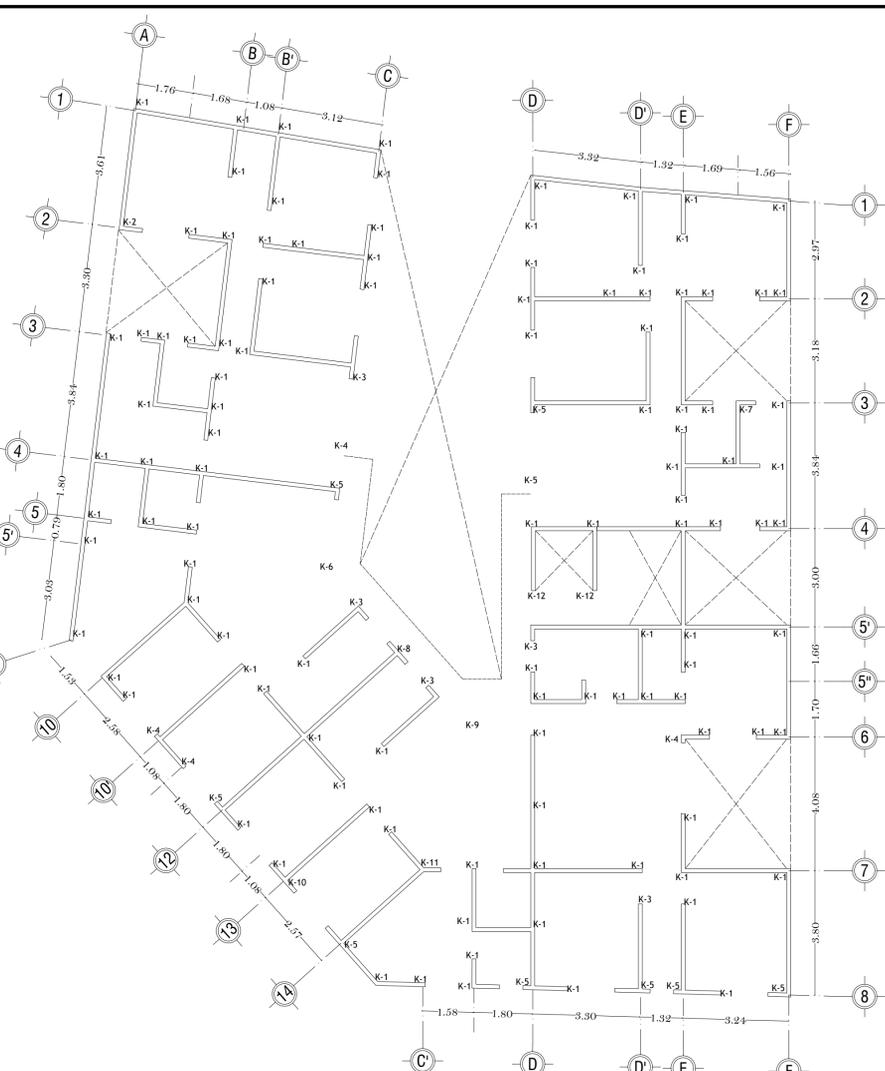
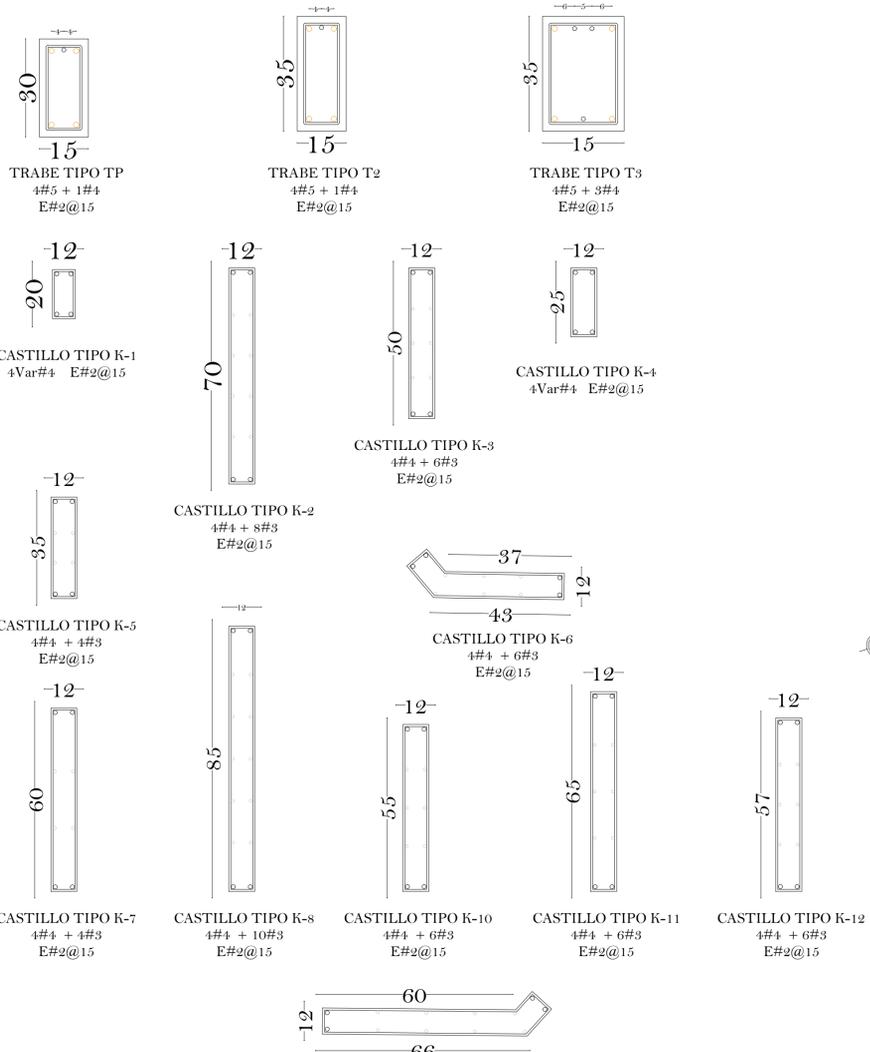
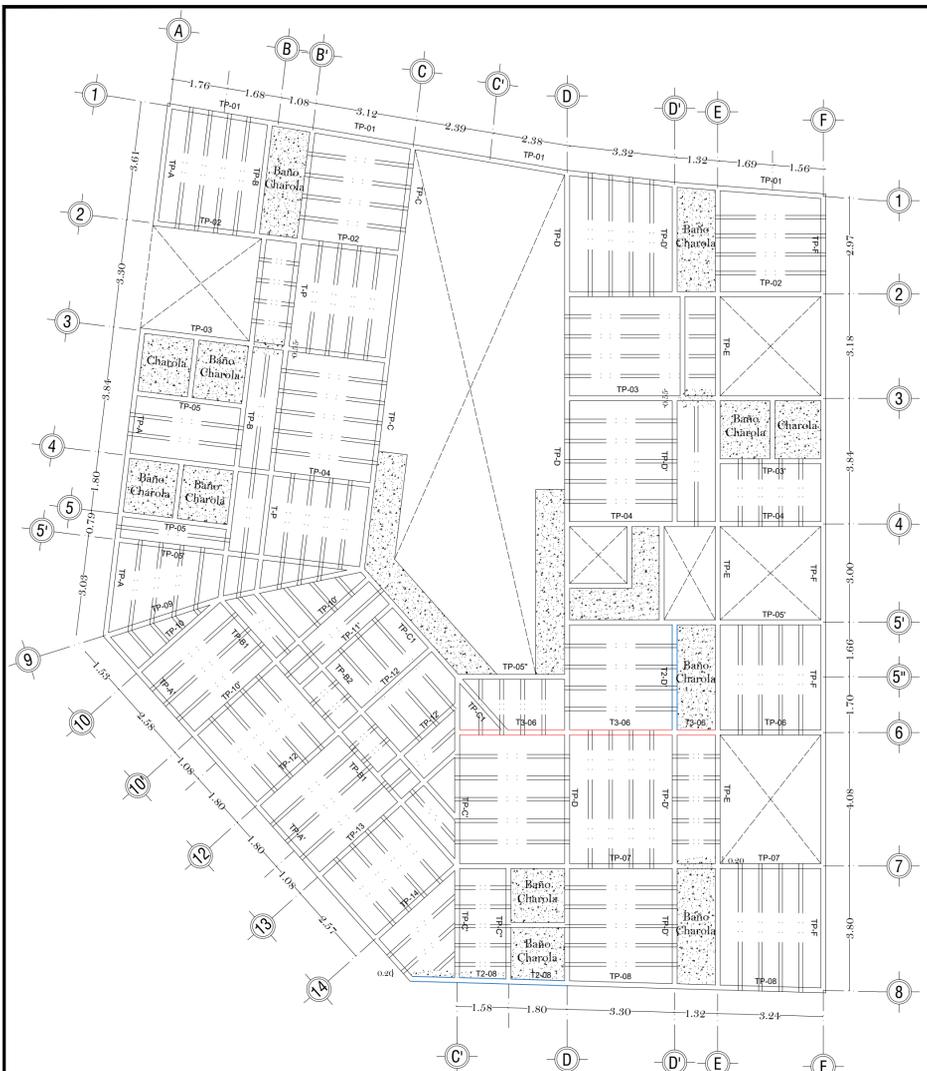
AUTORES	ELABORACIÓN: ALAN M. LUNA MANJARREZ
AUTORIZACIÓN	ING. MIGUEL ÁNGEL GONZÁLEZ VITE
SUPERVISIÓN:	ING. MIGUEL ÁNGEL GONZÁLEZ VITE

DATOS	PROPIEDAD: Arq. Guillermo Sánchez Contreras
	OBRA: PLOMEROS 56
	UBICACIÓN: Calle Plomeros #56, Colonia Morelos, Del. Venustiano Carranza, Ciudad de México.

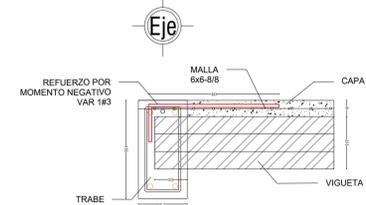
ESCALA:	INDICADA
FECHA:	Septiembre 2016
PROYECTO:	ESTRUCTURAL

REVISIÓN	FECHA	OBSERVACIÓN
A		EMITIDO PARA REVISIÓN
0		APROBADO P/CONSTRUCCIÓN
1		MODIFICACIONES EN DETALLES
2		MODIFICACIONES EN DETALLES

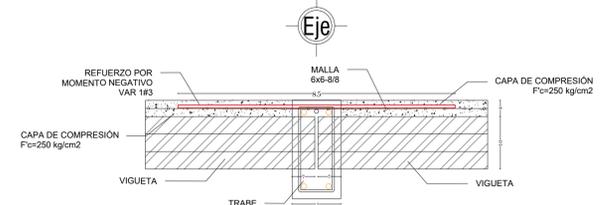
PLANO	ESTRUCTURAL MUROS PLANTA BAJA
CLAVE DE PLANO:	EST 06



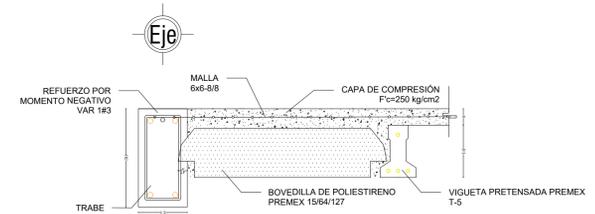
LOSA DE SEGUNDO, TERCERO Y CUARTO NIVEL
LOSA DE PERALTE TOTAL DE 20cm, CON VIGUETA PRETENSADA DE 16cm DE PERALTE Y BOVEDILLA DE POLIESTIRENO CON CAPA DE COMPRESIÓN DE 4cm, REFORZADA CON MALLA ELECTROSOLDADA 6x6-8 Y CONCRETO DE F'c=250 kg/cm2



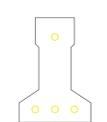
UNION DE VIGUETA CON TRABE



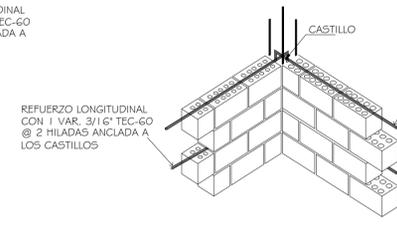
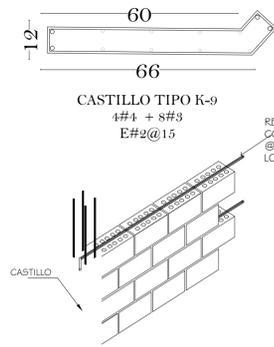
UNION DE VIGUETA CON TRABE



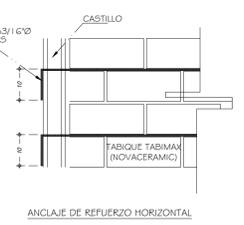
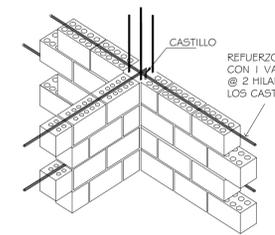
UNION DE BOVEDILLA CON TRABE



VIGUETA PRETENSADA PREMEX T-5



REFUERZO EN MUROS DE MAMPOSTERIA PARA MURO CONFINADO TRADICIONAL



MURO DE MAMPOSTERIA TIPO MM-1 PLANTA DE REFUERZO LONGITUDINAL



PROYECTO:
PLOMEROS 56

CREDITOS:

AUTORES
ELABORACIÓN: ALAN M. LUNA MANJARREZ

SUPERVISIÓN:
ING. MIGUEL ÁNGEL GONZÁLEZ VITE

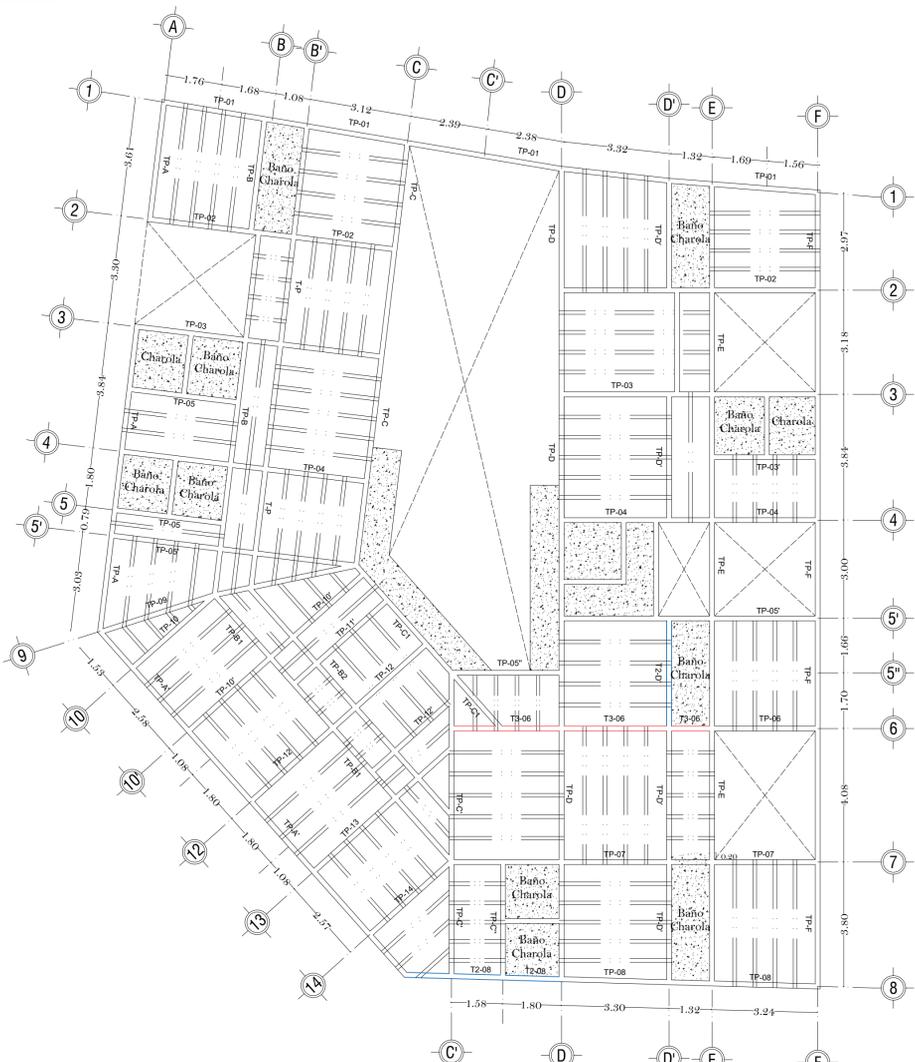
AUTORIZACIÓN
ING. MIGUEL ÁNGEL GONZÁLEZ VITE

DATOS
PROPIEDAD: Arq. Guillermo Sánchez Contreras
OBRA: PLOMEROS 56
UBICACIÓN: Calle Plomeros #56, Colonia Morelos, Del. Venustiano Carranza, Ciudad de México.

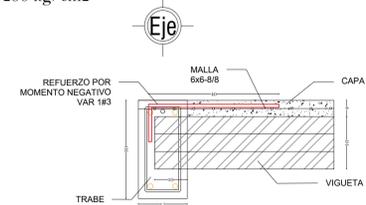
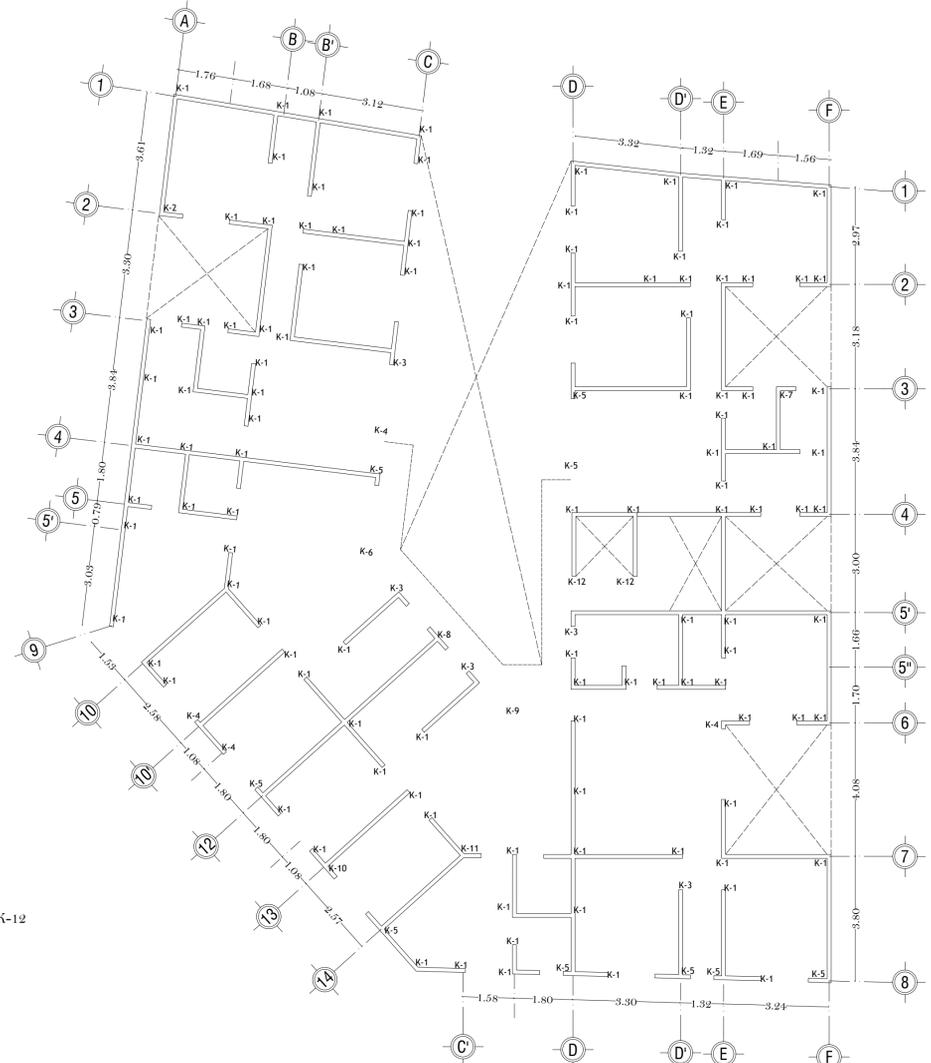
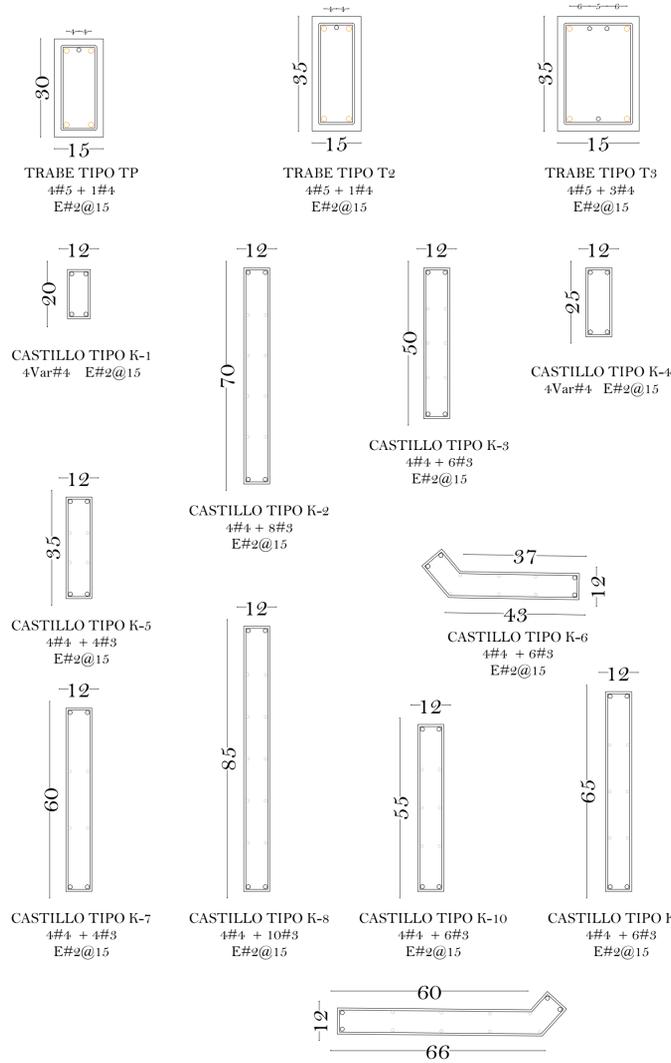
ESCALA: INDICADA
FECHA: Septiembre 2016
PROYECTO: ESTRUCTURAL

REVISIÓN	FECHA	OBSERVACIÓN
A		EMITIDO PARA REVISIÓN
0		APROBADO PICONSTRUCCIÓN
1		MODIFICACIONES EN DETALLES
2		MODIFICACIONES EN DETALLES

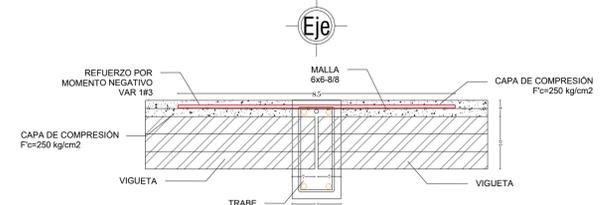
PLANO
ESTRUCTURAL LOSA TIPO
CLAVE DE PLANO:
EST 07



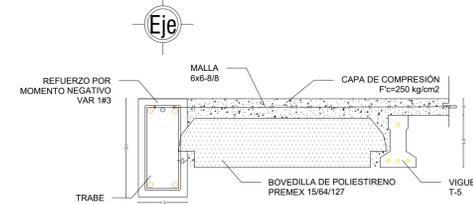
LOSA DE QUINTO NIVEL
 LOSA DE PERALTE TOTAL DE 20cm, CON VIGUETA PRETENSADA DE 16cm DE PERALTE Y BOVEDILLA DE POLIESTIRENO CON CAPA DE COMPRESIÓN DE 4cm, REFORZADA CON MALLA ELECTROSOLDADA 6x6-8-8 Y CONCRETO DE F_c=250 kg/cm²



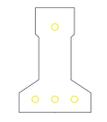
UNION DE VIGUETA CON TRABE



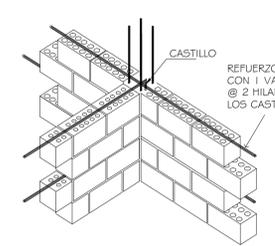
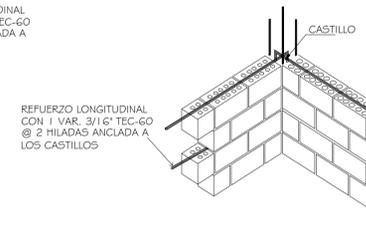
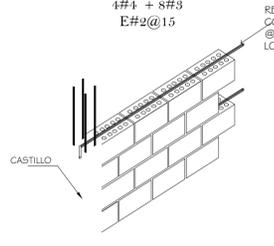
UNION DE VIGUETA CON TRABE



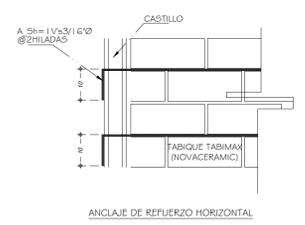
UNION DE BOVEDILLA CON TRABE



VIGUETA PRETENSADA PREMEX T-5



REFUERZO EN MUROS DE MAMPOSTERIA PARA MURO CONFINADO TRADICIONAL



MURO DE MAMPOSTERIA TIPO MM-1 PLANTA DE REFUERZO LONGITUDINAL



PROYECTO: PLOMEROS 56
 CREDITOS:

AUTORES: ALAN M. LUNA MANJARREZ
 SUPERVISIÓN: ING. MIGUEL ÁNGEL GONZÁLEZ VITE

AUTORIZACIÓN: ING. MIGUEL ÁNGEL GONZÁLEZ VITE

DATOS: PROPIEDAD: Arq. Guillermo Sánchez Contreras
 OBRA: PLOMEROS 56
 UBICACIÓN: Calle Plomeros #56, Colonia Morelos, Del. Venustiano Carranza, Ciudad de México.

ESCALA: INDICADA
 FECHA: Septiembre 2016
 PROYECTO: ESTRUCTURAL

REVISIÓN	FECHA	OBSERVACIÓN
A		EMITIDO PARA REVISIÓN
0		APROBADO P/CONSTRUCCIÓN
1		MODIFICACIONES EN DETALLES
2		MODIFICACIONES EN DETALLES

PLANO: ESTRUCTURAL LOSA DE AZOTEA
 CLAVE DE PLANO: EST 08