



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO

**DISEÑO DE UN EDIFICIO DE USOS MULTIPLES  
IRREGULAR EN CONCRETO**

**T E S I S**

PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL QUE PRESENTA:

ARTURO GANDARA ZINK



Asesor: Ing. Fernando Monroy Miranda

## INDICE

INTRODUCCION.....	1
I. DESCRIPCION GENERAL DE PROYECTO.....	2
II. CRITERIOS PARA EL ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES.....	7
III. MECANICA DE SUELOS.....	27
II.1 GEOLOGIA REGIONAL	
II.2 UBICACIÓN DE SONDEOS	
II.3 RESULTADOS DE SONDEOS	
II.4 GRAFICAS DE CAPACIDADES DE PILAS	
IV. PROPUESTA ESTRUCTURAL.....	51
III.1 ESTRUCTURACION	
III.2 CIMENTACION	
V. ANALISIS SISMICO.....	67
IV.1 CRITERIOS DE DISEÑO	
IV.1.1 CARGAS	
IV.1.2 COMBINACIONES	
IV.2 ANALISIS SISMICO ESTATICO	
IV.3 ANALISIS SISMICO DINAMICO	
VI. DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL.....	87
V.1 CIMENTACION	
V.2 SUBESTRUCTURA	
V.3 SUPER ESTRUCTURA	

CONCLUSIONES.....	108
PLANOS ESTRUCTURALES.....	109
BIBLIOGRAFIA.....	110

## INTRODUCCION

Este trabajo tiene como propósito mostrar, en forma general, lo necesario para poder llevar a cabo el pre diseño y cálculo estructural a base de una solución de concreto reforzado utilizando los criterios establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para diseño por Sismo y para el diseño de Estructuras de Concreto del Reglamento para las Construcciones del Distrito Federal vigentes.

Sin embargo hay que mencionar que lejos de ser un proceso lineal como aquí se presenta es un proceso dinámico e interactivo donde es importante tener una constante comunicación con los profesionistas involucrados en el proyecto: arquitectos, especialistas en mecánica de suelos, en construcción de espectros, además de conocer las expectativas del dueño y una constante verificación de las implicaciones en costo/construibilidad/desempeño de las muchas posibilidades de soluciones estructurales.

Esta tesis presentará:

- Una descripción de las particularidades de uso y geométricas de las estructura
- Una breve descripción del estudio de mecánica de suelos que incluye la geología regional del predio, la ubicación de los sondeos que se hicieron en sitio y las gráficas de las capacidades de pilas propuestas por el Ingeniero Geotécnico.
- La selección de los criterios para el análisis de las estructura
- La construcción y uso de los distintos espectros de diseño que son aplicables a la estructura en cuestión tanto los calculados en base a los criterios de las Normas Técnicas vigentes como los proporcionados por un especialista para el predio en cuestión.
- Los resultados más significativos del programa ETABS utilizados para el análisis de la estructura.
- Conclusiones del pre-dimensionamiento estructural de la cimentación, la subestructura y la superestructura.
- Los criterios de detallado de los distintos elementos
- La cuantificación de los principales volúmenes de materiales

## **I. DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO**

## I. DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO

Es una estructura con planta en "C" con niveles escalonados en 16, 9 y 7 niveles de vivienda en renta, locales comerciales en sus primeros 3 niveles, y seis niveles de sótanos, uno comercial y cinco de estacionamiento.

Este edificio pertenece a un complejo de varios edificios de usos múltiples: habitacional, comercial y de oficinas ubicado en la delegación Coyoacán.

Contempla un área de aproximadamente 3,070 m<sup>2</sup> sobre rasante, desplantado sobre 6 sótanos, de los cuales el primero se destinará para comercios (4.6 m de altura) y los cinco restantes para estacionamiento (3.6 m de altura el primer sótano y 3.0 m los cuatro restantes) con 679 cajones destinados para los departamentos y 377 cajones para comercio dando un total de 1,056 cajones, hasta la cota -22.3 m. Del nivel de PB se desarrolla un área comercial de 3 niveles con un área de aproximadamente 3,070 m<sup>2</sup> (6 m de altura) cada planta, que alberga un área de gimnasio. Posteriormente se desplanta el cuerpo de la estructura referida como Torre E/F, la cual contará aproximadamente de 542 departamentos con un área de 3,070 m<sup>2</sup> en los primeros cuatro niveles de departamentos, 2,530 m<sup>2</sup> en los niveles 5, 6, 7, 2,382 m<sup>2</sup> en los niveles 8 y 9, y en los niveles del 10 – 16 tienen un área de 922 m<sup>2</sup> con una altura de 3.5 m.

Para entender un poco mejor la geometría de la Torre en seguida se mencionará como figuras, sin escala, la planta de conjunto y las plantas únicamente estructurales de los niveles tipo de dicha Torre.

Para mostrar los planos estructurales se definirá la siguiente nomenclatura:

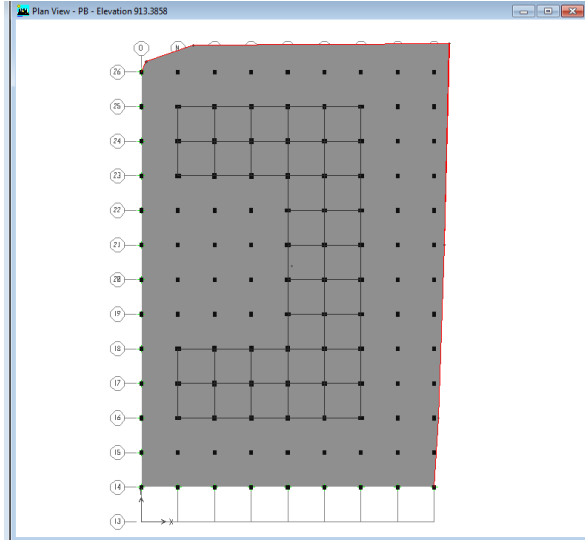
- F - 01 Planta Conjunto
- F - 02 Planta Sótanos Tipo.....(Sótanos 1-6, Sótano Comercial)
- F - 03 Planta Comercial Tipo.....(Niveles 01-03)
- F - 04 Planta Departamentos Tipo.....(Niveles 04-07)
- F - 05 Planta Departamentos Tipo.....(Niveles 08-10)
- F - 06 Planta Departamentos Tipo.....(Niveles 11-12)
- F - 07 Planta Departamentos Tipo.....(Niveles 13-21)
- F- 08 Perspectiva
- F- 09 – F-27 Centro de Masas y Rigideces
- F- 28- Localización de Pilas

- F- 29 Armado de pilas
- F -30 Losa de cimentación
- F-31 Losa tipo, cortes y detalles
- F- 32 Armado de Trabes
- F-33 Armado de Trabes
- F- 34 Armado de Columnas 1/3
- F- 35 Armado de Columnas 2/3
- F-36 Armado de Columnas 3/3
- F-40 Detalle losa tipo
- F-41 Planta tipo capiteles, cortes y detalle

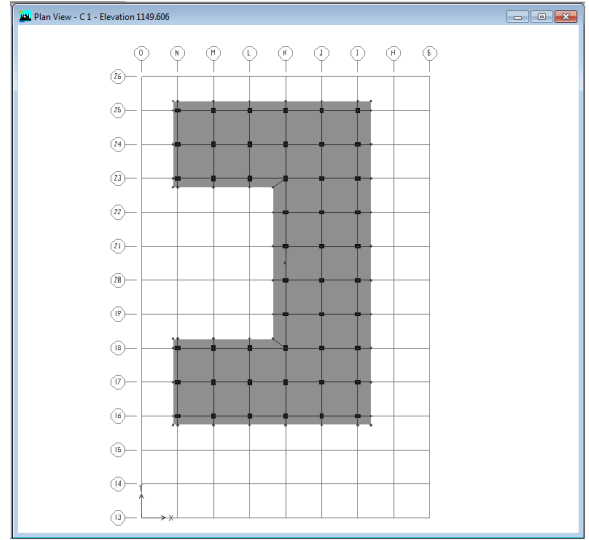




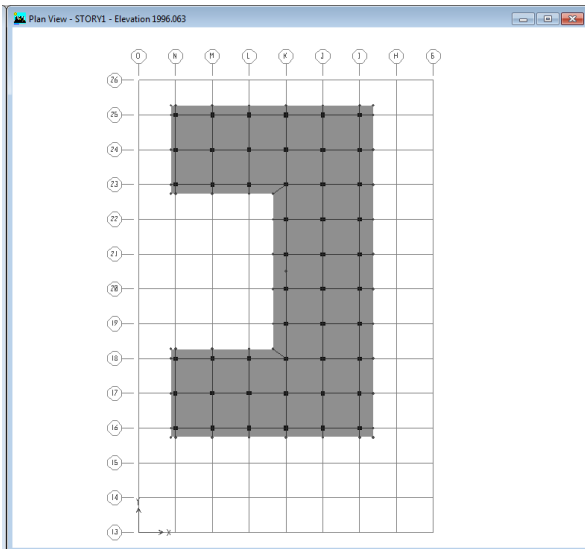
## Plantas tipo



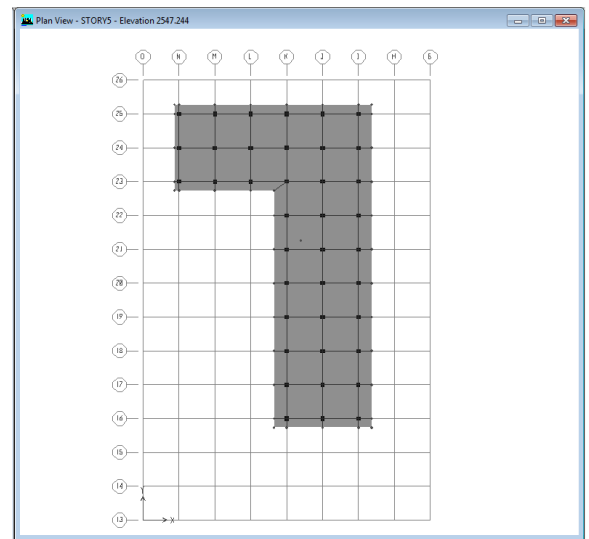
**F- 02** Planta tipo Sótanos 1-6 y Sótano Comercial



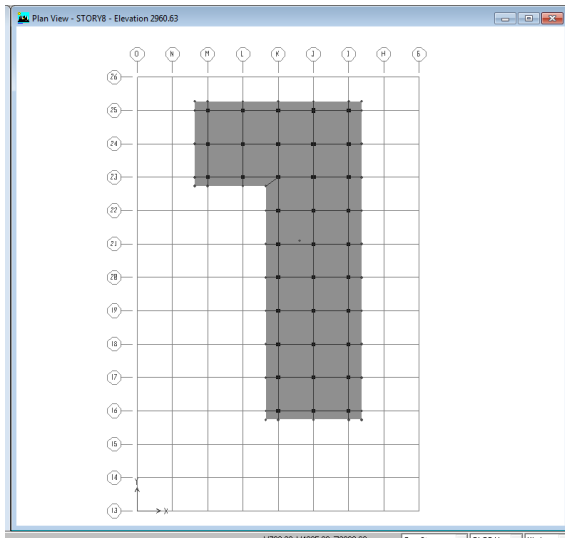
**F- 03** Planta Comercial 1-3 tipo



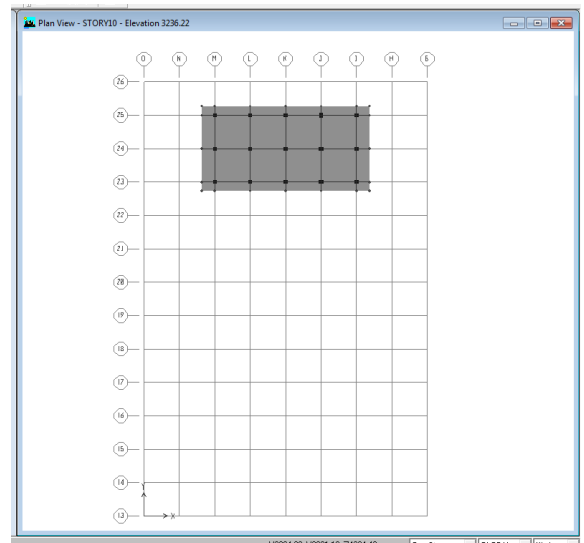
**F- 04** Planta Departamento tipo niveles 4-7



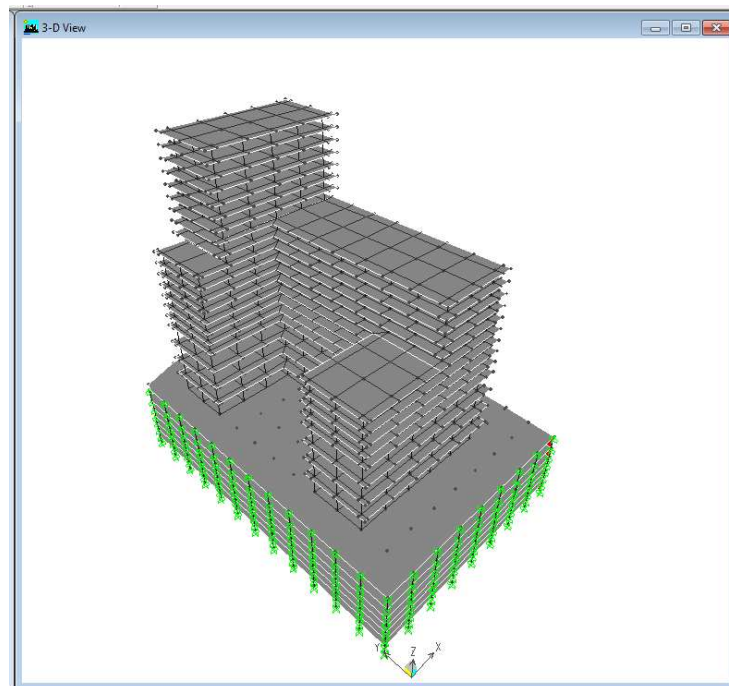
**F- 05** Planta Departamento tipo niveles 8-10



**F- 06** Planta Departamento tipo niveles 11-12



**F- 07** Planta Departamento tipo niveles 13-20



**F- 08** Perspectiva

## **II. CRITERIOS PARA EL ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES**

## **II. CRITERIOS PARA EL ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES**

En este capítulo se mencionarán algunos de los criterios de las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal que se utilizaron para el análisis y diseño estructural de dicho edificio en estudio.

### **II.1 ACCIONES DE DISEÑO**

#### **II.1.1 Tipos de acciones, según su duración**

Se considera tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obran estas acciones sobre las estructuras con su intensidad máxima:

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 preesfuerzo 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.

#### **II.1.2 Combinaciones de acciones**

La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones:

a) Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la

estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.

Para la combinación de carga muerta más carga viva, se empleará la intensidad máxima de la carga viva de la sección 6.1, considerándola uniformemente repartida sobre toda el área. Cuando se tomen en cuenta distribuciones de la carga viva más desfavorables que la uniformemente repartida, deberán tomarse los valores de la intensidad instantánea especificada en la mencionada sección; y

b) Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se considerarán todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación. En ambos tipos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados de acuerdo con la sección 1.2.3.

c) Los criterios de diseño para cargas de viento y sismo, así como para el de cimentaciones, se presentan en las normas técnicas correspondientes. Se aplicarán los factores de carga que se presentan en la sección 1.2.3

## **II.2 CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL**

### **II.2.1 Estados límite**

De acuerdo con las Normas, se alcanza un estado límite de comportamiento en una construcción cuando se presenta una combinación de fuerzas, desplazamientos, niveles de fatiga, o varios de ellos, que determina el inicio o la ocurrencia de un modo de comportamiento inaceptable de dicha construcción. De acuerdo con los artículos 148 y 149 del Reglamento, tales estados límite se clasifican en dos grupos: estados límite de falla y estados límite de servicio. Los primeros se refieren a modos de comportamiento que ponen en peligro la estabilidad de la construcción o de una parte de ella, o su capacidad para resistir nuevas aplicaciones de carga. Los segundos incluyen la ocurrencia de daños económicos o la presentación de condiciones que impiden el desarrollo adecuado de las funciones para las que se haya proyectado la construcción.

### **II.2.2 Resistencias de diseño**

#### **Definición**

Resistencia es la magnitud de una acción, o de una combinación de acciones, que provocaría la aparición de un estado límite de falla de la estructura o cualquiera de sus componentes.

En general, la resistencia se expresará en términos de la fuerza interna, o combinación de fuerzas internas, que corresponden a la capacidad máxima de las secciones críticas de la estructura. Estas fuerzas internas corresponden a las

fuerzas axiales y cortantes y los momentos de flexión y torsión que actúan en una sección de la estructura.

### **II.2.3 Factores de carga**

Para determinar el factor de carga, FC, se aplicarán las reglas siguientes:

a) Para combinaciones de acciones clasificadas en el inciso I.1.2a, se aplicará un factor de carga de 1.4.

Cuando se trate de edificaciones del Grupo A, el factor de carga para este tipo de combinación se tomará igual a 1.5;

b) Para combinaciones de acciones clasificadas en el inciso I.1.2b, se tomará un factor de carga de 1.1 aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación;

c) Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura, el factor de carga se tomará igual a 0.9; además, se tomará como intensidad de la acción el valor mínimo probable de acuerdo con la sección 2.2 de las NTCDF; y

d) Para revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario.

### **II.3 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO**

De este anexo únicamente mencionaremos los desplazamientos y otros los cuales se requirieron para este tema.

#### **Desplazamientos**

Para revisar este punto se tendrá que verificar que la estructura sujeta a acciones permanentes o variables, no exceda los valores siguientes:

a) Un desplazamiento vertical en el centro de trabes en el que se incluyen efectos a largo plazo, igual al claro entre 240 más 5 mm; además, en miembros en los cuales sus desplazamientos afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar desplazamientos apreciables, se considerará como estado límite a un desplazamiento vertical, medido después de colocar los elementos no estructurales, igual al claro de la trabe entre 480 más 3mm. Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplicarán.

b) Un desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura, igual a la altura del entrepiso dividido entre 500, para edificaciones en las cuales se hayan unido los elementos no estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos; en otros casos, el límite será igual a la altura del entrepiso dividido entre 250. Para diseño sísmico o por viento se observará lo dispuesto en las Normas correspondientes.

## **Otros estados límite**

Además de lo estipulado en las secciones 4.1 y 4.2, se observará lo que dispongan las Normas Técnicas Complementarias relativas a los distintos tipos de estructuras y a los estados límite de servicio de la cimentación.

## **II.4 DISPOSICIONES GENERALES DE CARGAS VARIABLES**

Para la aplicación de las cargas vivas unitarias (explicadas en la sección I.1.1 de este capítulo) se deberá tomar en consideración las siguientes disposiciones:

- a) La carga viva máxima  $W_m$  se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como para el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales;
- b) La carga instantánea  $W_a$  se deberá usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área;
- c) La carga media  $W$  se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas; y
- d) Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en el caso de problemas de flotación, volteo y de succión por viento, su intensidad se considerará nula sobre toda el área, a menos que pueda justificarse otro valor acorde con la definición de la sección 2.2 de las NTCDF.

Las cargas uniformes de la tabla 6.1 se considerarán distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento.

## **II.5 DEFORMACIONES IMPUESTAS**

Los efectos de las deformaciones impuestas sobre una estructura, tales como las causadas por asentamientos diferenciales de los apoyos o alguna acción similar, se obtendrán mediante un análisis estructural que permita determinar los estados de esfuerzos y deformaciones que se generan en los miembros de dicha estructura cuando se aplican sobre sus apoyos las fuerzas necesarias para mantener las deformaciones impuestas, mientras los demás grados de libertad del sistema pueden desplazarse libremente. Para fines de realizar este análisis, el módulo de elasticidad de cualquier miembro de la estructura podrá tomarse igual al que corresponde a cargas de larga duración. Los efectos de esta acción deberán combinarse con los de las acciones permanentes, variables y accidentales establecidas en otras secciones de estas Normas.

## II.6 TABLA DE CARGAS VIVAS UNITARIAS

A continuación se presentará la tabla 6.1 de las Normas Técnicas Complementarias que se utilizó para definir las cargas dependiendo del uso de la estructura y su ubicación.

Tabla 6.1 Cargas vivas unitarias,  $kN/m^2$  ( $kg/m^2$ )

Destino de piso o cubierta	W	$W_s$	$W_m$	Observaciones
a) Habitación (casa-habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	0.7 (70)	0.9 (90)	1.7 (170)	1
b) Oficinas, despachos y laboratorios	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	2
c) Aulas	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	
d) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	0.4 (40)	1.5 (150)	3.5 (350)	3 y 4
e) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	0.4 (40)	3.5 (350)	4.5 (450)	5
f) Otros lugares de reunión (bibliotecas, templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, salas de juego y similares)	0.4 (40)	2.5 (250)	3.5 (350)	5
g) Comercios, fábricas y bodegas	$0.8W_m$	$0.9W_m$	$W_m$	6
h) Azoteas con pendiente no mayor de 5 %	0.15 (15)	0.7 (70)	1.0 (100)	4 y 7
i) Azoteas con pendiente mayor de 5 %; otras cubiertas, cualquier pendiente.	0.05 (5)	0.2 (20)	0.4 (40)	4, 7, 8 y 9
j) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	0.15 (15)	0.7 (70)	3 (300)	
k) Garajes y estacionamientos (exclusivamente para automóviles)	0.4 (40)	1.0 (100)	2.5 (250)	10



## **II.7 DISEÑO POR SISMO**

### **II.7.1 Condiciones de análisis y diseño**

Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno. Las deformaciones y fuerzas internas que resulten se combinarán entre sí como lo especifican estas Normas, y se combinarán con los efectos de fuerzas gravitacionales y de las otras acciones que correspondan, según los criterios que establecen las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Según las características de la estructura a tratar, se podrá analizar por sismo a través:

- a) método simplificado
- b) el método estático
- c) dinámicos,

Estos se describen los Capítulos 7 a 9, respectivamente, con las limitaciones que se establecen en el Capítulo 2. Además, para estructuras ubicadas en las zonas II y III será factible aplicar el método de análisis del Apéndice A.

En el análisis se tendrá en cuenta la contribución a la rigidez de todo elemento, estructural o no, que sea significativa. Con las salvedades que corresponden al método simplificado de análisis, se calcularán las fuerzas sísmicas, deformaciones y desplazamientos laterales de la estructura, incluyendo sus giros por torsión y teniendo en cuenta los efectos de flexión de sus elementos y, cuando sean significativos, los de fuerza cortante, fuerza axial y torsión de los elementos, así como los efectos geométricos de segundo orden, entendidos éstos últimos como los que producen las fuerzas gravitacionales que actúan en la estructura deformada por la acción de dichas fuerzas y de las laterales.

Se verificará que la estructura y su cimentación no rebasen ningún estado límite de falla o de servicio a que se refiere el Reglamento.

Para el diseño de todo muro, columna o contraviento que contribuya en más del 35 por ciento a la resistencia total en fuerza cortante, momento torsionante o momento de volteo de un entrepiso dado, se adoptarán factores de resistencia 20 por ciento inferiores a los que le corresponderían de acuerdo con las Normas correspondientes.

### **Muros divisorios, de fachada y de colindancia**

Tratándose de muros de mampostería divisorios, de fachada o de colindancia, se deberá observar lo dispuesto en las secciones siguientes.

### **Muros que contribuyan a resistir fuerzas laterales**

Los muros que contribuyan a resistir fuerzas laterales se ligarán adecuadamente a los marcos estructurales o a castillos y dadas en todo el perímetro del muro; su rigidez se tomará en cuenta en el análisis sísmico y se verificará su resistencia de

acuerdo con las Normas correspondientes. Los castillos y dadas de estos muros, a su vez estarán ligados a los marcos. Se verificará que las vigas o losas y columnas resistan la fuerza cortante, el momento flexionante, las fuerzas axiales y, en su caso, las torsiones que induzcan los muros en ellas. Se verificará, asimismo, que las uniones entre elementos estructurales resistan dichas acciones.

### **Muros que no contribuyan a resistir fuerzas laterales**

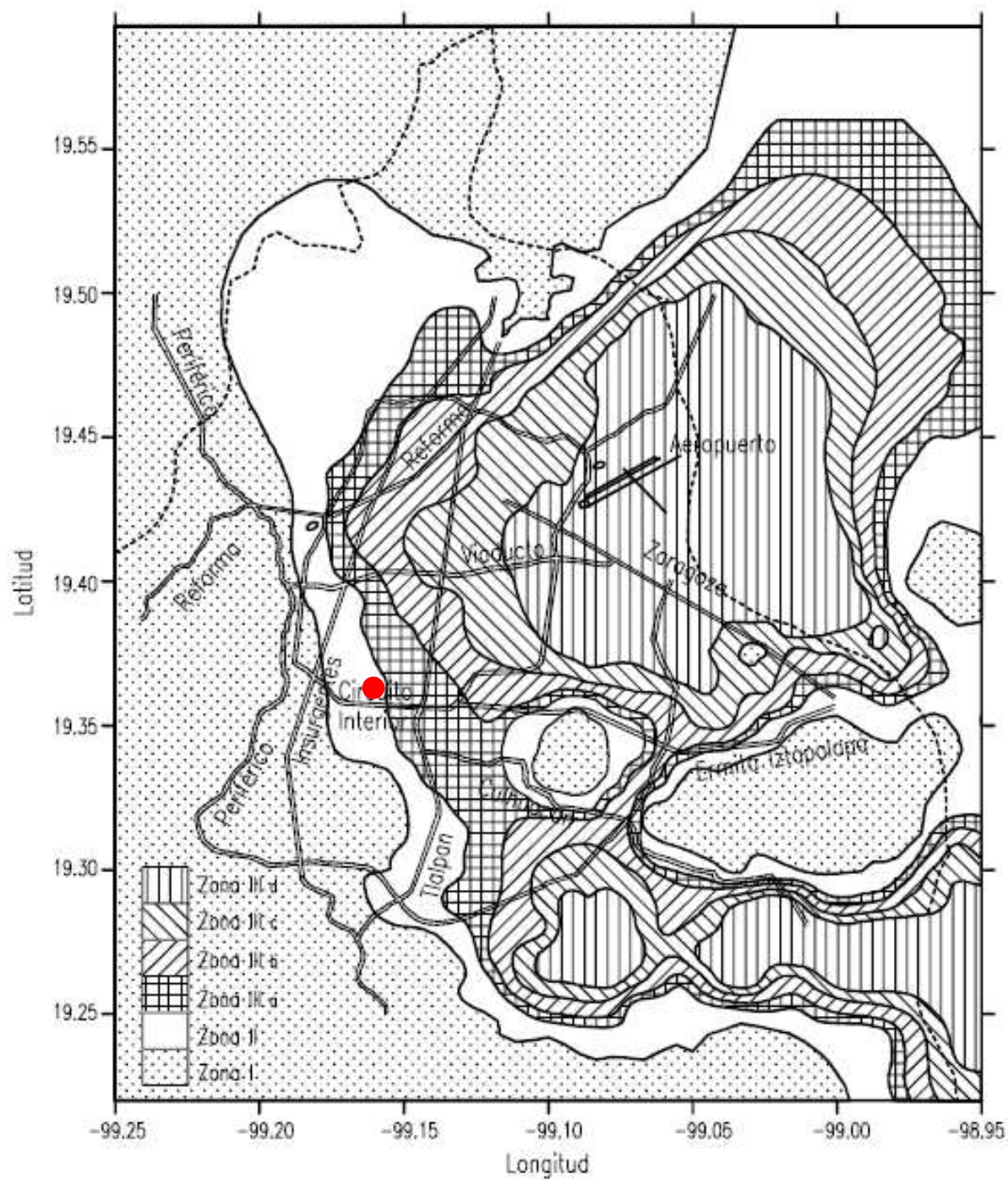
Cuando los muros no contribuyan a resistir fuerzas laterales, se sujetarán a la estructura de manera que no restrinjan la deformación de ésta en el plano del muro, pero a la vez que se impida el volteo de estos muros en dirección normal a su plano. Preferentemente estos muros serán de materiales flexibles.

#### **II.7.2 Zonificación**

Para los efectos de estas Normas se considerarán las zonas del Distrito Federal que fija el artículo 170 del Reglamento.

Adicionalmente, la zona III se dividirá en cuatro subzonas (IIIa, IIIb, IIIc y III d), según se indica en la figura 1.1.

En dicha figura se indica exactamente donde se ubica nuestra estructura en estudio.



**Figura 1.1** Zonificación del DF para fines de diseño por sismo

● Ubicación de estructura en estudio

### **II.7.3 Coeficiente sísmico**

El coeficiente sísmico,  $c$ , es el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la edificación por efecto del sismo,  $V_o$ , entre el peso de la edificación sobre dicho nivel,  $W_o$ .

Con este fin se tomará como base de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos. Para calcular el peso total se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan, según las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

El coeficiente sísmico para las edificaciones clasificadas como del grupo B en el artículo 139 del Reglamento se tomará igual a 0.16 en la zona I, 0.32 en la II, 0.40 en las zonas IIIa y IIIc, 0.45 en la IIIb y 0.30 en la III d (ver tabla 3.1), a menos que se emplee el método simplificado de análisis, en cuyo caso se aplicarán los coeficientes que fija el Capítulo 7 (tabla 7.1). Para las estructuras del grupo A se incrementará el coeficiente sísmico en 50 por ciento.

### **II.7.4 Reducción de fuerzas sísmicas**

Al aplicarse el método estático o un método dinámico para análisis sísmico, las fuerzas sísmicas calculadas podrán reducirse con fines de diseño usando los criterios que fija el Capítulo 4, en función de las características estructurales y del terreno.

Los coeficientes que se especifican para la aplicación del método simplificado de análisis toman en cuenta todas las reducciones que procedan por los conceptos mencionados; por ello, las fuerzas sísmicas calculadas por este método no deben sufrir reducciones adicionales.

### **II.7.5 Revisión de desplazamientos laterales**

Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculados con alguno de los métodos de análisis sísmico (estático o dinámico), y teniendo en cuenta lo dispuesto en la sección II.4, no excederán 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite en cuestión será de 0.012. El desplazamiento será el que resulte del análisis con las fuerzas sísmicas reducidas según los criterios que se fijan en el Capítulo 4, multiplicado por el factor de comportamiento sísmico,  $Q$ . Este mismo desplazamiento se empleará para la revisión del cumplimiento de los requisitos de holguras de vidrios y de separación de edificios colindantes de las secciones II.6, respectivamente.

Cuando se aplique el método de análisis del Apéndice A, se observarán los límites que ahí se establecen para los desplazamientos.

Al calcular los desplazamientos mencionados arriba pueden descontarse los causados a la flexión de conjunto de la estructura.

En edificios donde la resistencia sísmica sea proporcionada principalmente por sistemas de losas planas y columnas, no se excederá en ningún caso el límite de 0.006, calculado como se indica en el párrafo inicial de esta sección.

Para edificios estructurados con muros de carga de mampostería se observarán los límites fijados en las Normas correspondientes.

### **II.7.6 Holguras en vidrios**

En fachadas tanto interiores como exteriores, la colocación de los vidrios en sus marcos o la liga de éstos con la estructura, serán tales que las deformaciones de ésta no afecten a los vidrios. La holgura que debe dejarse entre vidrios y marcos o entre éstos y la estructura no será menor que el desplazamiento relativo entre los extremos del tablero o marco, calculado a partir de la deformación por cortante de entrepiso y dividido entre  $1+H_v/B_v$ , donde  $B_v$  es la base del tablero o marco y  $H_v$  su altura.

### **II.7.7 Elección del tipo de análisis**

Según sean las características de la estructura de que se trate, ésta podrá analizarse por sismo mediante el método simplificado, el método estático o uno de los dinámicos que se describen en los Capítulos 7 a 9 o en el Apéndice A, con las limitaciones que se establecen a continuación.

#### **a) Método simplificado de análisis**

Se ocupara dicho método siempre y cuando se cumpla lo siguiente:

- a) En cada planta, al menos el 75 por ciento de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales y deberán satisfacer las condiciones que establecen las Normas correspondientes. Para que la distribución de muros pueda considerarse sensiblemente simétrica, se deberá cumplir en dos direcciones ortogonales, que la excentricidad torsional calculada estáticamente, es, no exceda del diez por ciento de la dimensión en planta del edificio medida paralelamente a dicha excentricidad, b. La excentricidad torsional es podrá estimarse como el cociente del valor absoluto de la suma algebraica del momento de las áreas efectivas de los muros, con respecto al centro de cortante del entrepiso, entre el área total de los muros orientados en la dirección de análisis. El área efectiva es el producto del área bruta de la sección transversal del muro y del factor FAE, que está dado por donde  $H$  es la altura del entrepiso y  $L$  la longitud del muro.

$$\begin{aligned}
 F_{AE} &= 1 ; & \text{si } \frac{H}{L} &\leq 1.33 \\
 F_{AE} &= \left(1.33 \frac{L}{H}\right)^2 ; & \text{si } \frac{H}{L} &> 1.33
 \end{aligned} \quad (2.1)$$

Los muros a que se refiere este párrafo podrán ser de mampostería, concreto reforzado, placa de acero, compuestos de estos dos últimos materiales, o de madera; en este último caso estarán arriostrados con diagonales. Los muros deberán satisfacer las condiciones que establecen las Normas correspondientes.

- b) La relación entre longitud y ancho de la planta del edificio no excederá de 2.0, a menos que para fines de análisis sísmico se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación entre longitud y ancho satisfaga esta restricción y las que se fijan en el inciso anterior, y cada tramo resista según el criterio que marca el Capítulo 7.
- c) La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excederá de 1.5 y la altura del edificio no será mayor de 13 m.

### II.7.8 Análisis estático y dinámico

Los métodos dinámicos del Capítulo 9 pueden utilizarse para el análisis de toda estructura, cualesquiera que sean sus características. Puede utilizarse el método estático del Capítulo 8 para analizar estructuras regulares, según se define en el Capítulo 6, de altura no mayor de 30 m, y estructuras irregulares de no más de 20 m. Para edificios ubicados en la zona I, los límites anteriores se amplían a 40 m y 30 m, respectivamente. Con las mismas limitaciones relativas al uso del análisis estático, para estructuras ubicadas en las zonas II ó III también será admisible emplear los métodos de análisis que especifica el Apéndice A, en los cuales se tienen en cuenta los periodos dominantes del terreno en el sitio de interés y la interacción suelo–estructura.

### II.7.9 Espectros de Diseño Sísmico

Cuando se aplique el análisis dinámico modal que especifica el Capítulo 9, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico,  $a$ , la cual esta en función del periodo del terreno, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la que se estipula a continuación:

$$\begin{aligned}
 a &= a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} ; & \text{si } T < T_a \\
 a &= c ; & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\
 a &= qc ; & \text{si } T > T_b
 \end{aligned} \quad (3.1)$$

donde

$$q = (T_b/T)^r \quad (3.2)$$

Los parámetros que intervienen en estas expresiones se obtienen de la siguiente tabla:

**Tabla 3.1 Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones**

Zona	c	a <sub>o</sub>	T <sub>a</sub> <sup>1</sup>	T <sub>b</sub> <sup>1</sup>	r
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
III <sub>a</sub>	0.40	0.10	0.53	1.8	2.0
III <sub>b</sub>	0.45	0.11	0.85	3.0	2.0
III <sub>c</sub>	0.40	0.10	1.25	4.2	2.0
III <sub>d</sub>	0.30	0.10	0.85	4.2	2.0

<sup>1</sup> Periodos en segundos

## II.7.10 Reducción de fuerzas sísmicas

### Factor de reducción

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas por cualquiera de los métodos que se fijan en el Capítulo 9 del NTCDF, se empleará un factor de reducción Q' que se calculará como sigue:

$$\begin{aligned}
 Q' &= Q; && \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T \geq T_a \\
 Q' &= 1 + \frac{T}{T_a}(Q-1); && \text{si } T < T_a
 \end{aligned} \tag{4.1}$$

T será el periodo fundamental de la estructura,

T<sub>a</sub> es un periodo característico del espectro de diseño que se define en el Capítulo 3.

Q es el factor de comportamiento sísmico que se define en el Capítulo 5.

Para el diseño de estructuras que sean irregulares, de con el Capítulo 6, el valor de Q' se corregirá como se indica en dicho Capítulo.

### **II.7.11 Factor de Comportamiento Sísmico**

El factor que se utilizó para dicha estructura fue un  $Q=2$  por las siguientes condiciones:

#### **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, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por las secciones 5.1 y 5.2 del Capítulo 5 de las NTCDF, 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.



## II.7.12 CONDICIONES DE REGULARIDAD

### Estructura regular

Para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los siguientes requisitos.

- 1) Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Éstos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.
- 2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.
- 3) La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
- 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.
- 5) En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
- 6) No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, de 20 por ciento del área de la planta.
- 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.
- 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.
- 9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
- 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.

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

### **Estructura irregular**

Si la estructura no satisface uno o más de los requisitos de la sección anterior será considerada irregular.

### **Estructura fuertemente irregular**

Una estructura será considerada fuertemente irregular si se cumple alguna de las condiciones siguientes:

1) La excentricidad torsional calculada estáticamente, es, excede en algún entrepiso de 20 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.

### **Corrección por irregularidad**

El factor de reducción  $Q'$ , definido en la sección 4.1, se multiplicará por 0.9 cuando no se cumpla con uno de los requisitos 1 a 11 de la sección anterior, por 0.8 cuando no se cumpla con dos o más de dichos requisitos, y por 0.7 cuando la estructura sea fuertemente irregular según las condiciones de la sección anterior última. En ningún caso el factor  $Q'$  se tomará menor que uno.

## **II.7.13 ANALISIS DINAMICO MODAL ESPECTRAL**

### **Revisión por cortante basal**

Si con el método de análisis dinámico que se haya aplicado se encuentra que, en la dirección que se considera, la fuerza cortante basal  $V_o$  es menor que

$$0.8 a \frac{W_o}{Q'} \quad (9.3)$$

se incrementarán todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes, en una proporción tal que  $V_o$  iguale a este valor;  $a$  y  $Q'$  se calculan para el periodo fundamental de la estructura en la dirección de análisis, como se indica en los Capítulos 3 y 4 de las Normas Técnicas Complementarias DF..

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

## Efectos bidireccionales

Cualquiera que sea el método dinámico de análisis que se emplee, los efectos de movimientos horizontales del terreno en direcciones ortogonales se combinarán al igual que en el método estático de análisis sísmico en la sección 8.7 del reglamento que dice, que los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno se combinarán tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, el 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que resulten más desfavorables para cada concepto.. Igualmente aplicables son las demás disposiciones del Capítulo 8 en cuanto al cálculo de fuerzas internas y desplazamientos laterales, con las salvedades que señala el presente Capítulo.

## II.8 ESPECTROS PARA DISEÑO SISMICO

### Apéndice A

El espectro que se utilizó para el análisis dinámico de la estructura en estudio se formó bajo los criterios del Apéndice A. Se considerara explícitamente los efectos del periodo dominante más largo del terreno,  $T_s$ . Para ello, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico,  $a$ , expresada como fracción de la gravedad, la que se estipula a continuación:

$$a = \begin{cases} a_o + (\beta c - a_o) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ \beta c p \left( \frac{T_b}{T} \right)^2; & \text{si } T \geq T_b \end{cases} \quad (\text{A.1})$$

Donde

$$p = k + (1-k)(T_b/T)^2; \text{ y}$$

es un factor de reducción por amortiguamiento suplementario, que es igual a uno cuando se ignora la interacción suelo–estructura. El coeficiente de aceleración del terreno,  $a_o$ , el coeficiente sísmico  $c$ , el coeficiente  $k$  y los periodos característicos  $T_a$  y  $T_b$  del espectro de aceleraciones se obtendrán en función del periodo dominante del sitio, usando las siguientes expresiones:

$$a_o = \begin{cases} 0.1 + 0.15 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 \leq T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 0.25; & \text{si } T_s > 1.5 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{A.2})$$

$$c = \begin{cases} 0.28 + 0.92 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 1.2; & \text{si } 1.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.2 - 0.5 (T_s - 2.5); & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 0.7; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{A.3})$$

$$T_a = \begin{cases} 0.2 + 0.65 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.5; & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.25 \text{ s} \\ 4.75 - T_s; & \text{si } 3.25 < T_s \leq 3.9 \text{ s} \\ 0.85; & \text{si } T_s > 3.9 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{A.4})$$

$$T_b = \begin{cases} 1.35; & \text{si } T_s \leq 1.125 \text{ s} \\ 1.2 T_s; & \text{si } 1.125 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 4.2; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{A.5})$$

$$k = \begin{cases} 2 - T_s; & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.65 \text{ s} \\ 0.35 & \text{si } T_s > 1.65 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{A.6})$$

El valor de  $T_s$  se tomará de la figura A.1 o, cuando la importancia de la estructura lo justifique, se determinará a partir de ensayos y análisis de dinámica de suelos que tengan en cuenta la estratigrafía y las propiedades del subsuelo en el sitio de interés.

Para realizar los análisis sísmicos, las ordenadas espectrales de aceleración obtenidas con la ecuación. A.1 podrán ser reducidas por los factores de ductilidad,  $Q'$ , y de sobrerresistencia,  $R$ , de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T}{T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}; & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases} \quad (\text{A.9})$$

Donde  $Q$  es el factor de comportamiento sísmico que se fija en el Capítulo 5. La reducción por sobrerresistencia está dada por el factor

$$R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{T/T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 2; & \text{si } T > T_a \end{cases} \quad (\text{A.10})$$

Si del análisis se encuentra que en la dirección que se considera, la fuerza cortante  $V_o$  es menor que *a mín*  $W_o$ , se incrementarán todas las fuerzas de diseño en una proporción tal que  $V_o$  iguale a ese valor; los desplazamientos no se afectarán por esta corrección. *A mín* se tomará igual a 0.03 cuando  $T_s < 1$  s o 0.05 cuando  $T_s \geq 1$  s.

Las ordenadas espectrales que resultan de la aplicación de las expresiones anteriores son para las estructuras del grupo B, y habrán de multiplicarse por 1.5 para las estructuras del grupo A.

#### A.4 Revisión de desplazamientos laterales

Se revisará que la rigidez lateral de la estructura sea suficiente para cumplir con las dos condiciones siguientes:

- a) Para limitación de daños a elementos no estructurales, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas según la sección anterior y multiplicadas por el factor  $Q'R/7$ , no excederán 0.002 veces las diferencias de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones; en tal caso, el límite en cuestión será de 0.004. Los valores de  $Q'$  y  $R$  se calcularán para el periodo fundamental de la estructura.
- b) Para seguridad contra colapso, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas según la sección anterior, multiplicadas por el factor  $QR$  y divididas por las diferencias de elevaciones correspondiente, no excederán las distorsiones de entrepiso establecidas en la tabla A.1 para los distintos sistemas estructurales. El valor de  $R$  se calculará para el periodo fundamental de la estructura. Estos desplazamientos se emplearán también para revisar los requisitos de separación de edificios colindantes de la sección 1.10, así como para el cálculo de los efectos de segundo orden según la sección 8.6.

**Tabla A.1 Distorsiones permisibles de entrepiso**

Sistema estructural	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q = 3 ó 4)	0.030
Marcos dúctiles de acero (Q = 3 ó 4)	0.030
Marcos de acero o concreto con ductilidad limitada (Q = 1 ó 2)	0.015
Losas planas sin muros o contravientos	0.015
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.020
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.015
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto (Q = 3)	0.015
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada (Q = 1 ó 2)	0.010
Muros diafragma	0.006
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.005
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	0.004
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0.002
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0.0015

## II.9 ISOPERIODOS

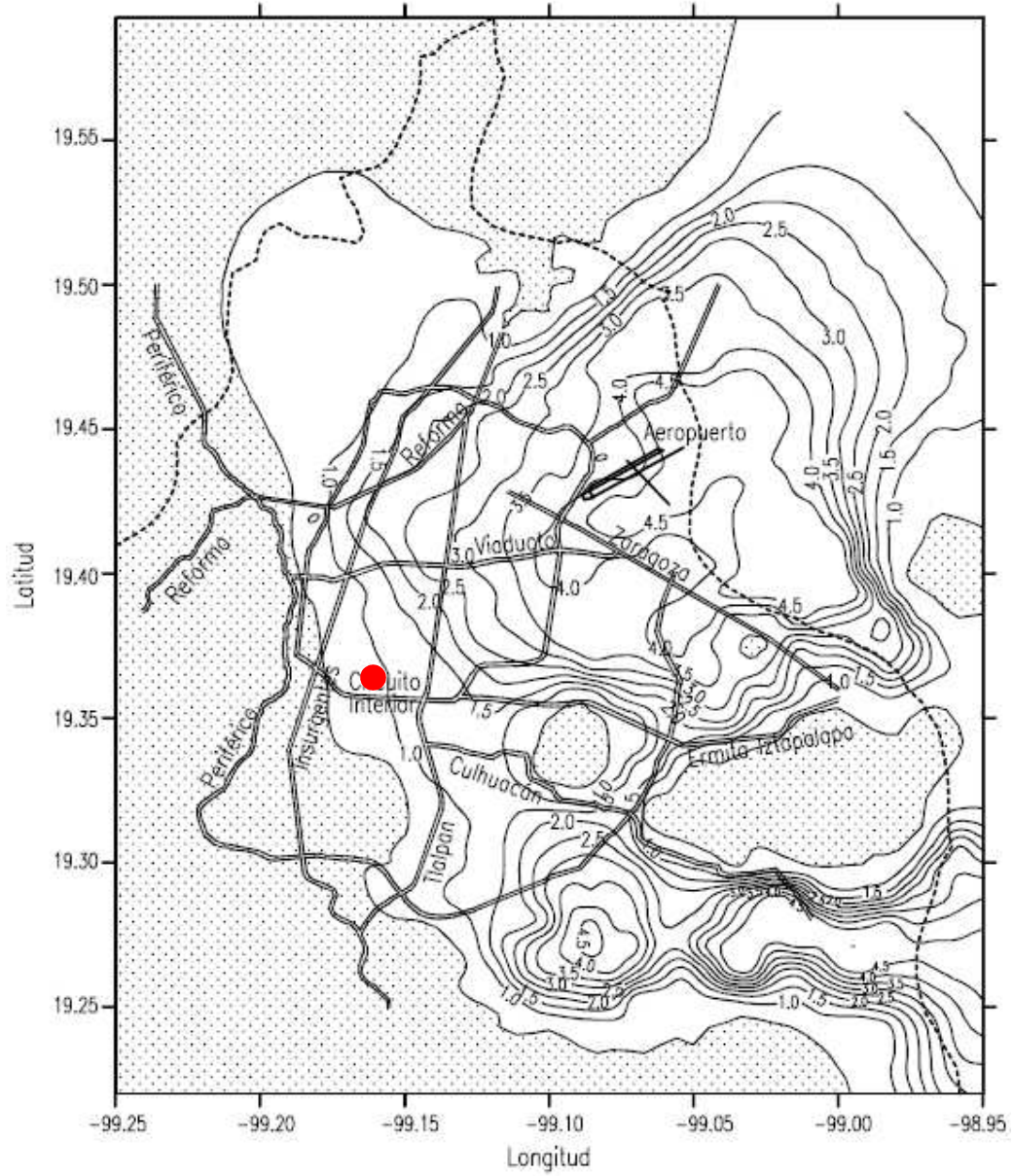


Figura A.1 Periodos predominantes del suelo,  $T_s$

● Isoperiodo de estructura en estudio

### **III. MECANICA DE SUELOS**



### III. ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

#### Consideraciones Generales

Al momento de realizar el análisis los sondeos específicos del predio no se habían realizados los sondeos SMS4 y SMS% en la zona del edificio en cuestión, en base a conversaciones realizadas con el especialista de Mecánica de Suelos y con experiencia que se tiene en la zona se decidió que la estratigrafía era bastante regular en su composición y que para fines de un pre-diseño se podían tomar los resultados de los sondeos SMS-2 y SMS-3 como validos para el pre-diseño de la cimentación de esa zona.

#### III.1 Geología Regional

El predio de interés se localiza en la Zona II (Zona de Transición), según la zonificación de los materiales del subsuelo considerada por el Reglamento de Construcciones del DF, en donde los materiales del subsuelo se encontraron de la siguiente manera:

- Entre la superficie y 16.0 m de profundidad, aproximadamente, corresponden a depósitos aluvio -lacustres, constituidos por capas interestratificadas de arcilla arenosa poco limosa, arena arcillosa, arcilla poco arenosa, de consistencia media a dura
- Subyacidos entre 16.0 y 22.0 m de profundidad, aproximadamente, por depósitos aluviales, constituidos por capas de arcilla arenosa, y arena arcillosa con gravas
- Subyacidos a su vez por la denominada Formación Tarango constituida por depósitos volcánicos de tipo piroclástico, que entre 22.0 y 33.0 m de profundidad corresponden a una toba, areno limosa arcillosa a poco arcillosa, de consistencia dura a muy dura, intercalada entre 27.0 y 29.0 m de profundidad por una capa de materiales pumíticos areno limosos poco arcillosos de compactidad media a compacta, parcialmente degradados
- Entre 33.0 y 50.0 m de profundidad se encuentra un depósito de lahar constituido por gravas con proporción variable de 15 a 70% empacadas en arena poco limosa, con contenido de agua de 20%, muy compacto.

La primera imagen muestra las ubicaciones de los sondeos y la segunda y tercer imagen muestran los resultados del SMS-2 y SMS-3 que se ocupó para los muestreos de la estratificación del predio.

### Profundidad

0.00 – 1.20 Arcilla arenosa, café grisáceo, con contenido de agua de 30%, de consistencia muy firme, con índice de resistencia a la penetración estándar de 15 a 27 golpes. Con variación granulométrica de 0 % de gravas, 20 % de arena, 80 % de finos, de límite líquido de 31 % y límite plástico de 20 %, del grupo SC según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

1.20 – 8.00 Arcilla arenosa a poco arenosa, café grisáceo oscura y gris oscura, con contenido de agua de 30 a 75 %, de consistencia muy blanda a muy firme, con índice de resistencia a la penetración estándar de peso de herramienta a 18 golpes. Con variación granulométrica de 0 % de gravas, 3 % de arena, 97% de finos, de límite líquido de 35 a 74 % y límite plástico de 27 a 34 %, del grupo CH según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). Con cohesión de 6 ton/m<sup>2</sup> y ángulo de fricción interna de 15°, determinados en función de la correlación de estos parámetros con el índice de resistencia a la penetración estándar, y con las propiedades índice de los materiales.

8.00 – 10.20 Arcilla arenosa poco limosa, café grisáceo y gris oscura, con contenido de agua de 30 %, de consistencia muy firme a muy dura, con índice de resistencia a la penetración estándar de 20 a más de 50 golpes. Con variación granulométrica de 0 % de gravas, 36 a 63 % de arena, 37 a 61 % de finos; con límite líquido de 35 a 49 %, y plástico de 20 a 31 %, del grupo CL según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). Con cohesión de 18 ton/m<sup>2</sup> y ángulo de fricción interna de 20°, determinados en función de la correlación de estos parámetros con el índice de resistencia a la penetración estándar, y con las propiedades índice de los materiales.

10.20 – 16.00 Arcilla poco arenosa, gris oscura, con contenido de agua de 60 a 240%, de consistencia blanda a muy dura, con índice de resistencia a la penetración estándar de 4 a 15 golpes. Con variación granulométrica de 0 % de gravas, 6 a 20 % de arena, 80 a 94 % de finos; con límite líquido de 144 a 396 %, y plástico de 55 a 60 %, del grupo CH según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). Con cohesión de 6 ton/m<sup>2</sup>, determinada en compresión axial no confinada, con peso volumétrico de 1.15 ton/m<sup>3</sup>, densidad de sólidos de 2.14, relación de vacíos de 6.27, y grado de saturación de 99.7%. Con cohesión de 5 ton/m<sup>2</sup> y ángulo de fricción interna

de 15°, determinados en función de la correlación de estos parámetros con el índice de resistencia a la penetración estándar, y con las propiedades índice de los materiales.

16.00 – 18.50 Arcilla arenosa, gris oscura, con contenido de agua de 25%, de consistencia muy dura, con índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes. Con variación granulométrica de 10 % de gravas, 46 % de arena, 44 % de finos; con límite líquido de 30 %, y plástico de 16 %, del grupo CL según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). Con cohesión de 25 ton/m<sup>2</sup> y ángulo de fricción interna de 20°, determinados en función de la correlación de estos parámetros con el índice de resistencia a la penetración estándar, y con las propiedades índice de los materiales.

18.50 – 20.00 Arcilla poco arenosa, café grisácea claro, con contenido de agua de 120%, consistencia dura, con índice de resistencia a la penetración estándar de 46 a más de 50 golpes. Con variación granulométrica de 0 % de gravas, 16 % de arena, 84 % de finos; con límite líquido de 121 %, y plástico de 58 %, del grupo CH según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). Con cohesión de 10 ton/m<sup>2</sup> y ángulo de fricción interna de 15°, determinados en función de la correlación de estos parámetros con el índice de resistencia a la penetración estándar, y con las propiedades índice de los materiales.

20.00 – 22.00 Arcilla arenosa, gris oscuro, con contenido de agua de 90%, de consistencia muy dura, con índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes. Con variación granulométrica de 8 % de gravas, 69 % de arena, 23 % de finos; del grupo CH según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). Con cohesión de 30 ton/m<sup>2</sup> y ángulo de fricción interna de 36°, determinados en función de la correlación de estos parámetros con el índice de resistencia a la penetración estándar, y con las propiedades índice de los materiales.

22.00 – 27.00 Arena arcillosa poco limosa, café grisácea, con contenido de agua de 15%, muy compacta, con índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes. Con variación granulométrica de 0 % de gravas, 43 a 65 % de arena, 35 a 57 % de finos; con límite líquido de 28 %, y plástico de 11 %, del grupo SC según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). Con cohesión de 25 ton/m<sup>2</sup> y ángulo de fricción interna de 35°, determinados en función de la correlación de estos parámetros con el índice de resistencia a la penetración estándar, y con las propiedades índice de los materiales.

27.00 – 29.00 Arena pumítica y gravillas pumíticas limo arcillosa, café, parcialmente degradada a materiales finos arcillosos, incrementándose el contenido de arcilla al presentar mayor degradación, con contenido de agua de 20 a 60%, de consistencia dura a muy dura, con índice de resistencia a la penetración estándar de 29 a más de 50

golpes. Con variación granulométrica de 0 % de gravas, 36 % de arena, 64 % de finos; con límite líquido de 37 %, y plástico de 25 %, del grupo SC según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). Con cohesión de 20 ton/m<sup>2</sup> y ángulo de fricción interna de 25°, determinados en función de la correlación de estos parámetros con el índice de resistencia a la penetración estándar, y con las propiedades índice de los materiales.

29.00 – 33.00 Arena arcillosa con poca grava, gris oscuro, con contenido de agua de 30%, de consistencia muy dura, con índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes. Con variación granulométrica de 12 a 31 % de gravas, 46 a 52 % de arena, 24 a 45 % de finos, del grupo SC-GP según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). Con cohesión de 25 ton/m<sup>2</sup> y ángulo de fricción interna de 28°, determinados en función de la correlación de estos parámetros con el índice de resistencia a la penetración estándar, y con las propiedades índice de los materiales.

33.00 - 38.00 Gravas empacadas en arena limosa poco arcillosa, gris oscuro, con contenido de agua de 13 a 18%, muy compacta, con índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes. Con variación granulométrica de 33 a 60 % de gravas, 27 a 46 % de arena, 10 a 17 % de finos; con límite líquido de 26.0 % en la fracción fina que pasa la malla 40 y límite plástico de 16.0 % del grupo CL-ML en la fracción fina, y del grupo GW en la muestra integral, según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). Con cohesión de 8 ton/m<sup>2</sup> y ángulo de fricción interna de 42°, determinados en función de la correlación de estos parámetros con el índice de resistencia a la penetración estándar, y con las propiedades índice de los materiales.

38.00 - 41.00 Arena limosa poco arcillosa con gravas a pocas gravas, gris oscuro, con contenido de agua de 20 a 40%, muy compacta, con índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes. Con variación granulométrica de 5 a 20 % de gravas, 47 a 80 % de arena, 13 a 25 % de finos; del grupo SM-GP según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). Con cohesión de 8 ton/m<sup>2</sup> y ángulo de fricción interna de 40°, determinados en función de la correlación de estos parámetros con el índice de resistencia a la penetración estándar, y con las propiedades índice de los materiales.

41.00 – 48.00 Gravas empacadas en arena limosa poco arcillosa, gris oscuro, con contenido de agua de 15 a 25%, muy compacta, con índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes. Con variación granulométrica de 43 a 70 % de gravas, 26 a 50 % de arena, 10 a 25 % de finos; con límite líquido de 25 a 36 % en la fracción fina que pasa la malla 40 y límite plástico de 14 a 24 % del grupo CL-ML en la fracción fina, y del grupo GW en la muestra integral, según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). Con cohesión de 8 ton/m<sup>2</sup> y ángulo de fricción interna de 42°, determinados en función de la correlación de estos parámetros con el

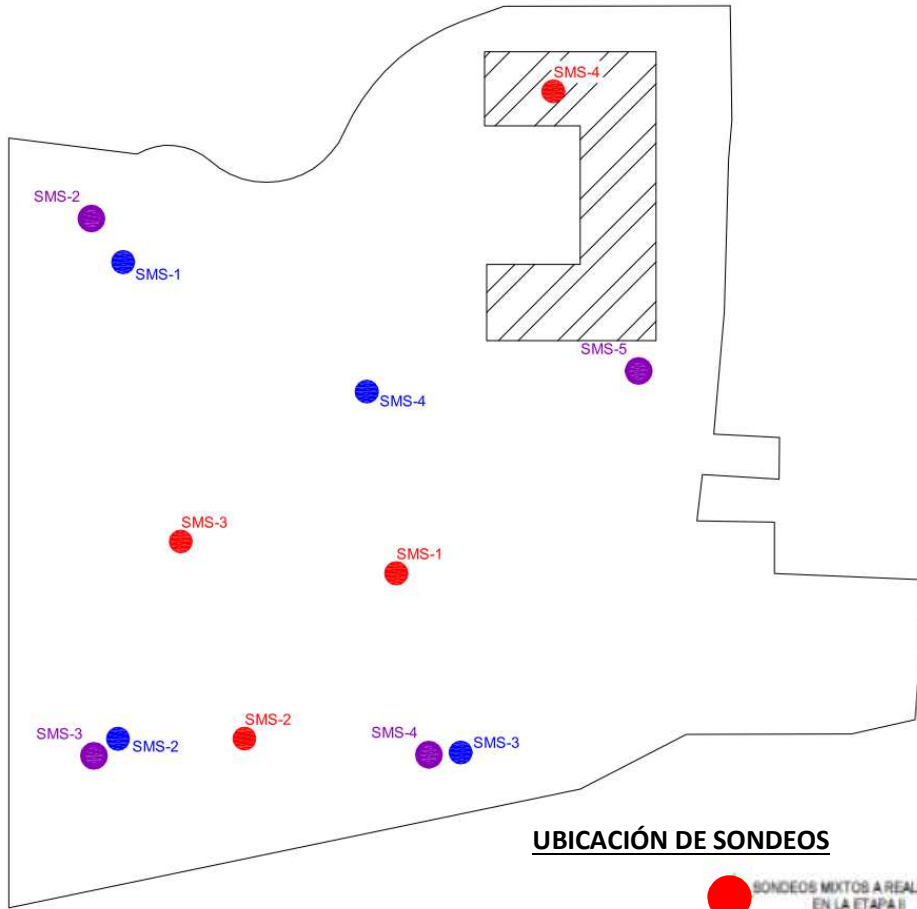
índice de resistencia a la penetración estándar, y con las propiedades índice de los materiales.

48.00 - 50.00 Arena limosa poco arcillosa con gravas, gris oscuro, con contenido de agua de 15 a 30%, muy compacta, con índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes. Con variación granulométrica de 20 a 25 % de gravas, 50 a 70 % de arena, 20 a 30 % de finos; con límite líquido de 26 a 31 % en la fracción fina que pasa la malla 40 y límite plástico de 19 a 20 % del grupo CL-ML en la fracción fina, y del grupo GP-SM en la muestra integral, según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). Con cohesión de 8 ton/m<sup>2</sup> y ángulo de fricción interna de 40°, determinados en función de la correlación de estos parámetros con el índice de resistencia a la penetración estándar, y con las propiedades índice de los materiales.

El nivel freático se encontró a 7.0 m de profundidad, con respecto al nivel actual de la superficie del terreno, en la fecha en la que se realizó la exploración, de acuerdo a los resultados de un piezómetro instalado a 26 m de profundidad, en una capa de arena limosa poco arcillosa que se encuentra entre 26 y 28 m de profundidad, se determinó que se tiene un abatimiento piezométrico total, a partir de 21 m de profundidad.

### III.2 Ubicación de sondeos

Dichos sondeos se efectuaron a 50 m de profundidad, respecto al nivel de la superficie del terreno, avanzando sin muestreo entre la superficie y 35 m de profundidad, hasta que los materiales presentan rechazo o el índice de resistencia a la penetración estándar sea mayor de 50 golpes para avances menores de 5 cm.



**UBICACIÓN DE SONDEOS**

- SONDEOS MIXTOS A REALIZARSE EN LA ETAPA II  
 SM-1 = SPT(NXL) 0 a 50 m.  
 SM-2 = SPT(NXL) 0 a 50 m.  
 SM-3 = SPT(NXL) 0 a 45 m.  
 SM-4 = SPT(NXL) 0 a 45 m.
- SONDEOS DE MUESTREO SELECTIVO A REALIZARSE EN LA ETAPA II  
 SMS-1 = BTR 0 a 35 y SPT(NXL) 35 a 45 m.  
 SMS-2 = BTR 0 a 35 y SPT(NXL) 35 a 50 m.  
 SMS-3 = BTR 0 a 35 y SPT(NXL) 35 a 50 m.  
 SMS-4 = BTR 0 a 35 y SPT(NXL) 35 a 45 m.
- SONDEOS MIXTOS REALIZADOS EN EL ESTUDIO PRELIMINAR  
 SM-2 = SPT(NXL) 0 a 35 m.  
 SM-3 = SPT(NXL) 0 a 40 m.  
 SM-4 = SPT(NXL) 0 a 35 m.  
 SM-5 = SPT(NXL) 0 a 40 m.

### III.3 Resultados del sondeo SMS-2 y SMS-3

El sondeo SMS-2 se realizó a una distancia de 10 m aproximadamente del sitio en que previamente se realizó el sondeo SMS-3 a 40 m de profundidad, como se observa en la figura 1; y el sondeo SMS-3 se realizó a una distancia de 10 m aproximadamente del sitio en que previamente se realizó el sondeo SMS-3 a 40 m de profundidad como se observa en la figura 1. El brocal de los sondeos tiene un nivel de -0.9 m, respecto al nivel 0.00 de proyecto arquitectónico.

Todas las muestras obtenidas se clasificaron en forma visual y al tacto, en estado húmedo y seco mediante pruebas del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS); se determinó también su contenido natural de agua.

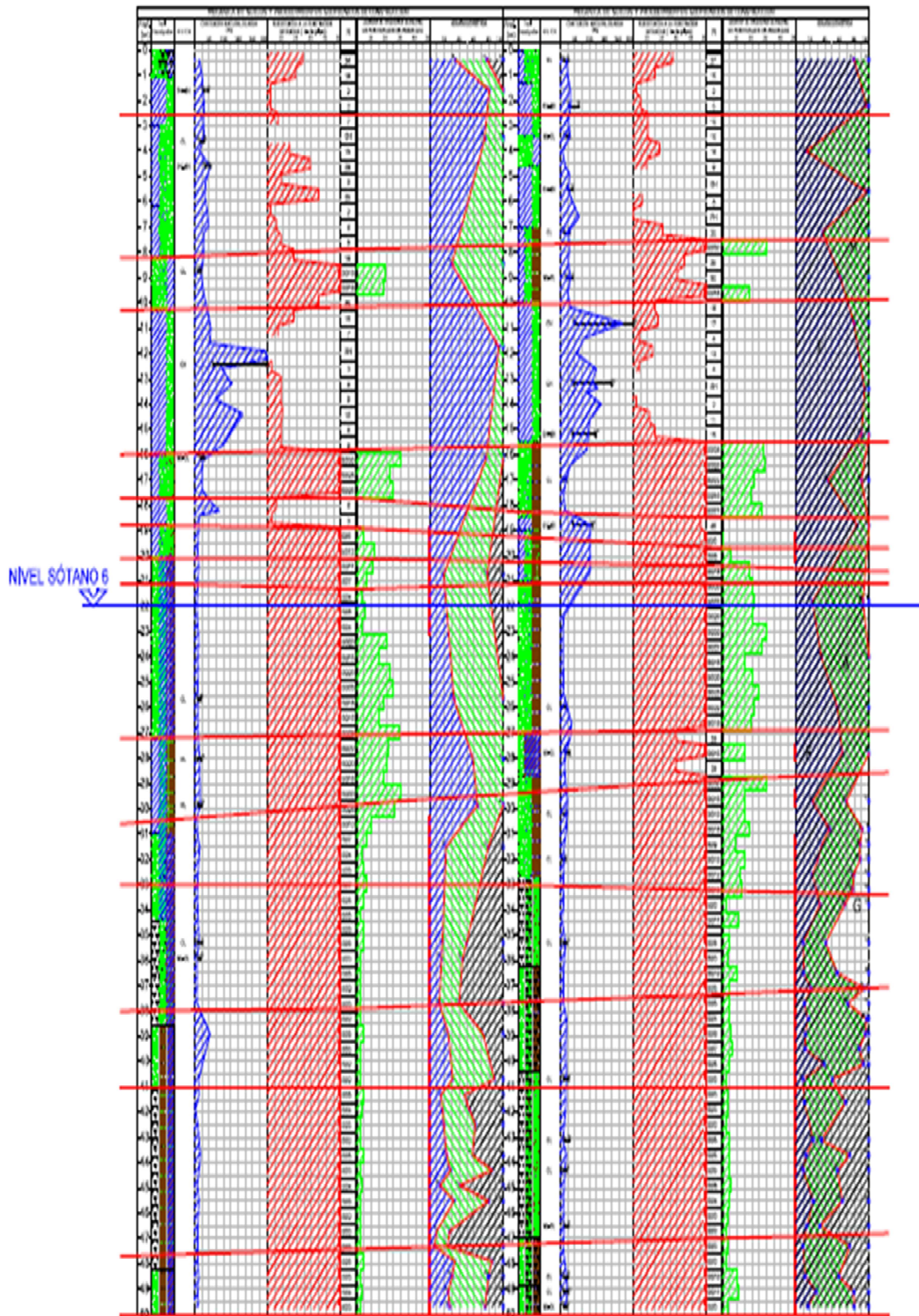
En primer figura se muestran los resultados obtenidos en el sondeo SMS-02 y la figura 3 los resultados obtenidos en el sondeo SMS-03 entre la superficie y 35 m de profundidad, y entre 35 y 50 m de profundidad los resultados obtenidos en el sondeo SMS-03, en ambos casos incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados; se presenta también una gráfica con la penetración obtenida con el penetrómetro estándar cuando se alcanzaron 50 golpes en la prueba de penetración estándar, en la que se tiene que a menor penetración se incrementa la resistencia de los materiales; y además se señala con una barra vertical de color rojo las profundidades en las que en la prueba de penetración estándar se alcanzaron más de 50 golpes en la penetración de los primeros 15 cm de avance d la prueba, correspondientes a materiales muy duros y por consecuencia de alta resistencia.







CORTE ESTRATIGRAFICO



C  
N

ESC 1:200

FIGURA 4

### III.4 Grafica de capacidades de pilas

La capacidad de la carga de las pilas se determinó mediante el criterio establecido en las Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Cimentaciones, del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y fueron otorgados por el Ingeniero especialista.

A continuación se presenta en primera instancia un resumen de los criterios para la obtención de las capacidades de carga y asentamientos de las distintas pilas en función de su diámetro, y después los resultados.

#### **Pilas de sección transversal circular.**

##### Estado límite de falla

Para que la cimentación sea estable bajo las condiciones de carga a que estará sujeta, deberá satisfacer la siguiente igualdad.

$$Q_{FC} < R_{FR}$$

Donde:

$Q_{FC}$ : Carga aplicada a la cimentación afectada por el factor de carga correspondiente, igual a 1.4 para estructuras del grupo B, y de 1.5 para estructuras del grupo A.

$R_{FR}$ : Capacidad de carga de la cimentación afectada por el factor de reducción de resistencia correspondiente, igual a 0.35.

##### 5.1.2 Capacidad de carga de las pilas por apoyo de su punta.

La capacidad de la carga de las pilas se determinó mediante el criterio establecido en las Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Cimentaciones, del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal que se indica a continuación:

Se determinó la capacidad de los depósitos que subyacen a las pilas, considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla son de tipo friccionante y aplicando el criterio de Meyerhof, dado por la siguiente expresión:

$$Q_a = \{P'_v Nq^* FR + P_v\} A_p$$

donde:

Q<sub>a</sub>: Capacidad de carga admisible por punta de las pilas, en ton.

P'<sub>v</sub>: presión vertical efectiva al nivel de desplante de la pila, en ton/m<sup>2</sup>.

FR: factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35.

P<sub>v</sub>: presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de las pilas, en ton/m<sup>2</sup>.

A<sub>p</sub>: área transversal de la base de las pilas, en m<sup>2</sup>.

Nq\*: coeficiente de capacidad de carga, adimensional, que es función del ángulo de fricción interna del material de apoyo de las pilas φ, y del empotramiento dentro de los materiales resistentes, determinado mediante la siguiente fórmula:

$$Nq^* = Nq_{min} + (Nq_{max} - Nq_{min}) L_e / L_{opt}$$

siendo:

Nq<sub>min</sub>: coeficiente de capacidad de carga, para el caso en que la pila quede apoyada sin empotramiento en los materiales resistentes.

l<sub>e</sub>: longitud de empotramiento de la pila dentro de los materiales resistentes, en m.

Nq<sub>max</sub>: coeficiente de capacidad de carga, para el caso en que la pila tenga como mínimo la longitud óptima, L<sub>opt</sub>, dentro de los materiales resistentes, obtenida mediante la siguiente ecuación:

$$L_{opt} = 4 B \tan (45^\circ + \phi / 2)$$

donde:

B: diámetro de las pilas, en m.

$\phi$ : ángulo de fricción interna del material de apoyo de las pilas, en grados.

La capacidad de carga de las pilas obtenidas con la fórmula anterior, deberá afectarse por el resultado de la siguiente expresión, para tomar en cuenta el efecto de escala.

$$Fre = \{(B + 0.5) / 2B\}^n$$

siendo:

Fre: factor de reducción de capacidad de carga, para tomar en cuenta el efecto de escala.

n: exponente igual a 0 para suelo suelto, 1 para suelo medianamente denso y 2 para suelo denso.

En los cálculos realizados se consideró que los materiales de apoyo de las pilas, desplantadas a 36.0, 38.5, 41.0 y 43.5 m de profundidad, respecto al nivel 0.00 de proyecto arquitectónico, presentan un ángulo de fricción interna de 42°, obtenidos de su correlación con el índice de resistencia a la penetración estándar y de las propiedades índice del material de apoyo, y una longitud de empotramiento de las pilas de 2.0, 4.5, 7.0 y 9.5 m, respectivamente, dentro de los materiales resistentes de apoyo; para esas condiciones la capacidad de carga admisible para pilas de sección transversal circular por el apoyo su punta se presenta en las tablas de las figuras 20 a 22 para pilas de sección transversal circular con diámetros de 0.8, 1.0, 1.2, 1.4 y 1.6 m, apoyadas a los niveles -36.0, -38.5 y -41.0 m, respectivamente, respecto al nivel 0.00 de proyecto arquitectónico; y en la tabla de la figura 23 para pilas de sección transversal circular con diámetros de 1.5, 2.0, 2.5 y 3.0 m, apoyadas al nivel -43.5 m, respecto al nivel 0.00 de proyecto arquitectónico.

### Capacidad de carga por fricción positiva de las pilas.

La capacidad de carga por fricción positiva de una pila se determina con la siguiente expresión:

$$C_f = f_{fr} A_l FR$$

donde:

$f_{fr}$ : fuerza de fricción, dada por la siguiente expresión:

$$f_{fr} = 0.8 c + k_o p'v \tan \phi'$$

siendo:

- c: cohesión del material en el tramo de pila considerado
- $k_o$ : coeficiente de presión de tierras en reposo
- $p'v$ : presión vertical efectiva al nivel medio del tramo considerado
- $\phi'$ : 2/3 del ángulo de fricción interna del material en el tramo de pila considerado
- $A_l$ : área lateral de la pila en el tramo considerado, en  $m^2$
- FR: Factor de resistencia, igual a 0.7, adimensional.

Considerando una cohesión de 25 ton/ $m^2$  y un ángulo de fricción interna de 35°, entre 24.0 y 27.8 m de profundidad, respecto a nivel 0.00 de proyecto arquitectónico; una cohesión de 20 ton/ $m^2$  y un ángulo de fricción interna de 25°, entre 27.8 y 30.0 m de profundidad, respecto a nivel 0.00 de proyecto arquitectónico; una cohesión de 25 ton/ $m^2$  y un ángulo de fricción interna de 28°, entre 30.0 y 34.0 m de profundidad, respecto a nivel 0.00 de proyecto arquitectónico; y una cohesión de 8 ton/ $m^2$  y un ángulo de fricción interna de 42°, entre 34.0 y 43.5.0 m de profundidad, respecto a nivel 0.00 de proyecto arquitectónico; para los materiales en los que se encontrarán empotradas las pilas, se determino la capacidad de carga admisible por fricción positiva

para pilas de sección transversal circular que se presenta en las tablas de las figuras 20 a 22 para pilas de sección transversal circular con diámetros de 0.8, 1.0, 1.2, 1.4 y 1.6 m, apoyadas a los niveles -36.0, -38.5 y -41.0 m, respectivamente, respecto al nivel 0.00 de proyecto arquitectónico; y en la tabla de la figura 23 para pilas de sección transversal circular con diámetros de 1.5, 2.0, 2.5 y 3.0 m, apoyadas al nivel -43.5 m, respecto al nivel 0.00 de proyecto arquitectónico.

#### Capacidad de carga de las pilas considerando la contribución por punta y por fricción positiva, de acuerdo al Reglamento de Construcción.

Resultando que la capacidad de carga admisible para pilas de sección transversal circular con diámetros de 0.8, 1.0, 1.2, 1.4 y 1.6 m, apoyadas a los niveles -36.0, -38.5 y -41.0 m, respecto al nivel 0.00 de proyecto arquitectónico se presenta en las tablas de las figuras 20 a 22, respectivamente; y para pilas de sección transversal circular con diámetros de 1.5, 2.0, 2.5 y 3.0 m, apoyadas al nivel -43.5 m, respecto al nivel 0.00 de proyecto arquitectónico se presenta en la tabla de la figura 23. Considerando en todos los casos en la capacidad de carga de las pilas la contribución del apoyo de su punta, como de la fricción positiva que se genera entre la pila y los materiales resistentes en los que se empotra.

#### Capacidad de carga admisible válida para diseño de las pilas

Se deberá revisar que la capacidad estructural de las pilas admita los esfuerzos que se generarán en ellas al dimensionarse para la capacidad de carga de diseño, considerando que las pilas se construirán con concreto de resistencia  $f'c$  de 400 kg/cm<sup>2</sup>.

Particularmente en el caso que los esfuerzos se limiten al esfuerzo admisible por aplastamiento del concreto que constituye la pila, que dependen del  $f'c$  del concreto, que de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, será como máximo igual a  $f'c$  FR, siendo  $f'c = 0.8 f'c$ , y FR el factor de resistencia por aplastamiento igual a 0.7. Se tendrá entonces que para un concreto de  $f'c = 400$  kg/cm<sup>2</sup>, el esfuerzo admisible por aplastamiento del concreto será de 224 kg/cm<sup>2</sup>.

Rigiendo entonces en la capacidad de carga admisible para el dimensionamiento de las pilas el valor que sea menor de los esfuerzos de compresión en la pila, determinados por la capacidad de carga de los materiales del subsuelo, o de la capacidad del concreto con que se construya la pila al esfuerzo de aplastamiento

## Estado límite de servicio

A continuación se presentan comentarios respecto al estado límite de falla en base al que se determinó la capacidad de carga admisible de las pilas, y del estado límite de servicio que determina los asentamientos que presentarán las pilas bajo las cargas de servicio.

En la revisión del estado límite de falla para determinar la capacidad de carga admisible de las pilas se consideró el criterio de Mayero, recomendado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, considerando valores conservadores de los parámetros de resistencia de los materiales involucrados en los criterios de diseño correspondientes a los mecanismos de falla cinemáticamente admisibles, tanto por fricción entre el fuste de las pilas y los materiales en que se empotran las pilas, como de los materiales de apoyo de la punta de las pilas; además de que la capacidad de carga admisible determinada es afectada por un factor de reducción de 0.35 y las cargas de la estructura consideradas en condiciones estáticas se afectan por un factor de carga de 1.4, resultando que la capacidad de carga admisible así determinada tendrá un factor de seguridad contra falla por resistencia de 4.0, dando por resultado que la resistencia solicitada correspondiente a la resistencia activa del mecanismo de falla, provocada por las cargas aplicadas a la cimentación por la estructura, tengan un margen amplio con respecto a los esfuerzos que producirían la resistencia última de los mecanismos de falla considerados; es decir, que los esfuerzos que actuarán en los mecanismos de falla correspondientes a los criterios de diseño considerados, corresponden a esfuerzos mucho menores a los esfuerzos que producirían la falla, superando la resistencia última de los materiales del subsuelo involucrados.

A diferencia del estado límite de falla en el que los esfuerzos involucrados en los mecanismos de falla considerados por los criterios de diseño aplicados, correspondientes a las cargas de servicio de la estructura, corresponden a esfuerzos mucho menores a los que darían lugar a la resistencia última de los materiales que producirían la falla; se tiene que en la evaluación del estado límite de servicio de pilas empotradas en materiales resistentes, que el mecanismo de trabajo del comportamiento de las pilas estará regido por la respuesta esfuerzo – deformación de los materiales del subsuelo, que en particular para que la pila presente un movimiento de deslizamiento vertical y se genere presión sobre la punta de la pila, se requiere que se desarrolle la resistencia última de los materiales en que se empotran las pilas, que permita el deslizamiento de la pila, lo cual ocurre con deslizamientos del orden de 3.0 a 5.0 mm, es decir, que para que la pila aplique carga al subsuelo a través de su punta se necesita que la capacidad de carga por fricción entre los materiales en que se encuentra empotrada la pila y su superficie lateral se alcance la capacidad de carga última. Por otra parte se conoce de pruebas de carga realizadas en pilas instrumentadas que para que se genere de manera completa el mecanismo de carga por apoyo de la punta de la pila, es decir, para alcanzar el esfuerzo máximo que da lugar a la falla del material de apoyo por la punta de la pila, se requiere un desplazamiento de la punta de la pila del orden de 5 a 10 % del diámetro de la pila, siendo menor el desplazamiento para materiales rígidos de alta resistencia, sin embargo, dado el factor de seguridad de 4 de diseño de la capacidad de carga admisible de la falla por punta, y considerando que la carga de diseño o admisible será tomada en principio por la resistencia por fricción del fuste de la pila trabajando al límite, solo se transmitirá a la punta de las pilas la diferencia entre la capacidad de carga de diseño sin factor de carga y la



capacidad ultima por fricción positiva, reduciéndose por lo tanto de forma importante la deformación de los materiales de apoyo de la punta de las pilas; funcionando en su mayor parte la capacidad por punta de los materiales de apoyo, como la capacidad remanente no solicitada que propiamente corresponde a la capacidad de reserva o de seguridad contra falla de los materiales de apoyo de la punta de la pila.

En una cimentación mediante pilas los materiales existentes entre los niveles correspondientes a la parte superior de las pilas y su punta, debido a la reagudización de los materiales del subsuelo por la existencia de las pilas, prácticamente no permiten la deformación de los materiales del subsuelo existente entre las pilas, por lo que la carga transmitida al suelo por la fricción positiva que se desarrolla entre los materiales en los que se empotran las pilas y su fuste, se puede considerar que produce un incremento de esfuerzos al subsuelo al nivel de la punta de las pilas, en un área ampliada según la proyección de la envolvente de las pilas al nivel de sus cabezas, según líneas inclinadas a 60° con respecto a la horizontal, considerando una presión igual a la carga por fricción positiva del conjunto de pilas, uniformemente repartida en el área ampliada.

Para la evaluación de los asentamientos elásticos debido al incremento de esfuerzos al subsuelo al nivel de la punta de las pilas, en un área ampliada según la proyección de la envolvente de las pilas al nivel de sus cabezas, según líneas inclinadas a 60° con respecto a la horizontal, considerando una presión igual a la carga por fricción positiva del conjunto de pilas, uniformemente repartida en el área ampliada, se empleará el criterio de Steinbrenner y los módulos de elasticidad obtenidos de correlacionar la propiedad índice de los materiales de interés con las de otros semejantes en los que se han determinado los módulos elásticos por métodos geosísmicos. Según dicho criterio, el asentamiento vertical bajo la esquina de un área rectangular cargada, colocada en la superficie de una capa de espesor D, está dada por:

$$HD = \frac{q B}{E} [(1 - \nu) F_1 + (1 - 2\nu) F_2] F_p$$

Donde:

q: Descarga uniformemente repartida superficialmente, provocada con la excavación, en ton/m<sup>2</sup>.

B: Ancho del área descargada, en m.

F1 y F2: Coeficientes adimensionales, que dependen de la relación Z/L y L/B.

D: Espesor del estrato considerado, en m.

L: Longitud del área descargada

E: Módulo de elasticidad del suelo bajo la zona de excavación, en ton/m<sup>2</sup>.: Relación de Poisson, adimensional.

Fp: Factor de profundidad, considerando que la carga se aplica al nivel de la punta de las pilas, igual a 0.75

Considerando un modulo de elasticidad de los materiales que subyacen al nivel al que se encuentran las puntas de los pilotes de 25,000 ton/m<sup>2</sup> y un modulo de Poisson de

0.3, en una profundidad de influencia de 40.0 m, se determinarán los asentamientos al centro y en la esquina del área cargada una vez que se nos proporcionen las descargas de cada uno de los edificios.

Además los movimientos verticales que sufra la estructura respecto al terreno circundante se deberán a los hundimientos debidos a la deformación de los materiales en que se apoyan las puntas de las pilas, así como de las deformaciones propias de las pilas bajo los esfuerzos transmitidos a ellas.

Los asentamientos elásticos que sufrirán las pilas debido a las cargas verticales a que estarán sometidas se calcularon mediante la siguiente expresión:

$$S = (Q L) / (E_c A_b) + (m C_s f_p Q (1 - \mu) / (E_s \sqrt{A_b})$$

Donde:

S: Asentamiento de la pila, en m

L: Longitud de la pila, en m

E<sub>c</sub>: Módulo de elasticidad del concreto de la pila, en ton/m<sup>2</sup>

A<sub>b</sub>: Área de la base de la pila, en m<sup>2</sup>

m: Factor de forma, adimensional e igual a 0.95 para pilas de sección transversal circular

C<sub>s</sub>: Factor de rigidez de la subestructura de cimentación, igual a 1 y es adimensional

f<sub>p</sub>: Factor de profundidad, adimensional e igual a 0.5 para D/B > 5

E<sub>s</sub>: Módulo de elasticidad del manto de apoyo, en ton/m<sup>2</sup>

Q: Carga aplicada al nivel de la base de la pila, en ton, considerada como la diferencia entre la carga transmitida a la pila por el elemento de carga, con un factor de carga de 1, y la fricción positiva de la pila con un factor de resistencia de 1.

μ: Relación de Poisson

Considerando un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo de 25,000 ton/m<sup>2</sup> y una relación de Poisson de 0.35, se obtuvieron los asentamientos elásticos que se presentan en las tablas de las figuras 20 a 22 para pilas de sección transversal circular con diámetros de 0.8, 1.0, 1.2, 1.4 y 1.6 m, apoyadas a los niveles -36.0, -38.5 y -41.0 m, respecto al nivel 0.00 de proyecto arquitectónico, y en la tabla de la figura 23 para pilas de sección transversal circular con diámetros de 1.5, 2.0, 2.5 y 3.0 m, apoyadas al nivel -43.5 m, respecto al nivel 0.00 de proyecto arquitectónico, en función del diámetro de la base de las pilas, que se consideran admisibles.

Los asentamientos antes determinados no toman en cuenta la rigidez de la subestructura de cimentación, que en particular si se tendrá una losa de cimentación de peralte del orden de 2 a 3 m, como se tendrá en los edificios 2A y 2B, deberá considerarse que la rigidez de la losa de cimentación dará lugar a una redistribución de esfuerzos que reducirá los hundimientos diferenciales entre pilas, lo cual deberá determinarse mediante análisis de interacción suelo – estructura, aplicando el método de elementos finitos a través de un programa de computadora.

### Dimensionamiento de las pilas

Para el dimensionamiento de las pilas se deberá considerar la carga que resulte mayor de las siguientes condiciones:

- Condiciones estáticas: Que considera la combinación de carga permanente más carga viva máxima, afectadas por un factor de carga de 1.4.
- Condiciones dinámicas: Que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva instantánea y la acción accidental más crítica (incremento de esfuerzos provocado por el momento de volteo debido a sismo), afectadas por un factor de carga de 1.1.

### Capacidad de carga a la tensión de las pilas.

La capacidad de carga a la tensión se obtuvo considerando la contribución a la adherencia entre el suelo y el fuste de la pila debida a la cohesión y al ángulo de fricción interna del material que rodea la pila, y aplicando la siguiente expresión:

$$C_t = \{0.8 c + 0.5 f_{fr}\} A_l FR + W_p$$

donde:

$C_t$ : capacidad de carga admisible a la tensión.

$c$ : cohesión del material a lo largo del fuste de la pila.

$A_l$ : área lateral de la pila

$FR$ : factor de reducción de la resistencia, igual a 0.6

$W_p$ : peso de la pila, en ton

$f_{fr}$ : fuerza de fricción que se genera entre el suelo y la pila debida al ángulo de fricción interna del material, determinada con la siguiente expresión:

$$f_{fr} = K_o \gamma z \tan \delta$$

donde:

$K_o$ : coeficiente de presión de tierras en reposo, igual a 0.5.

$\gamma$ : peso volumétrico del suelo.

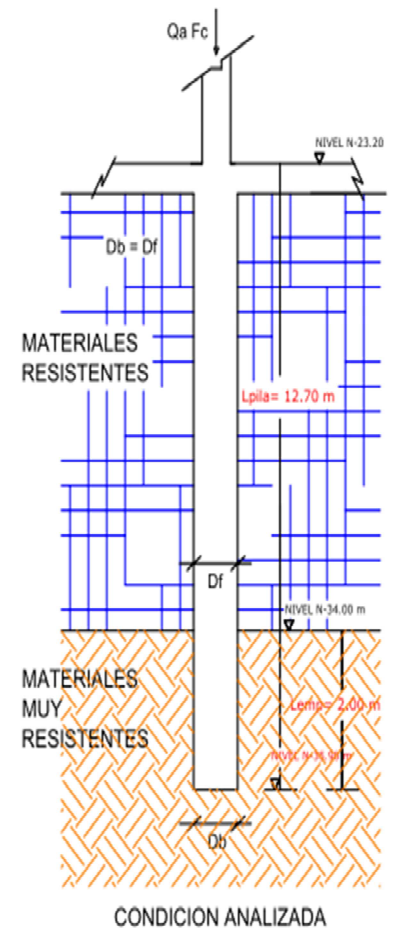
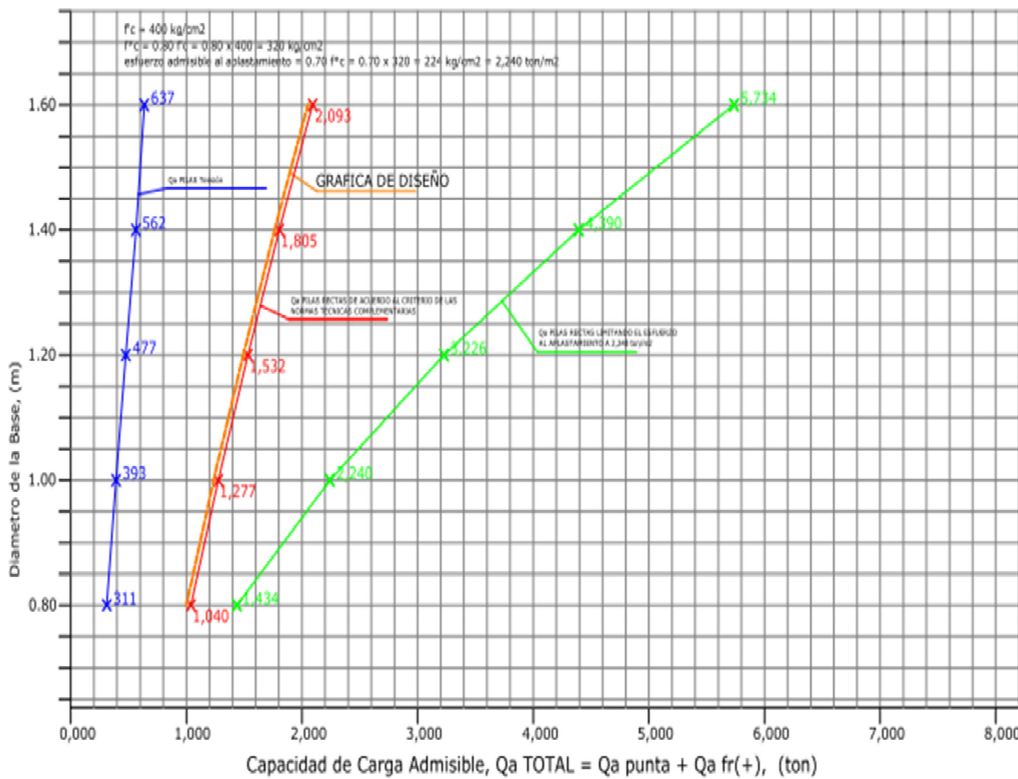
$z$ : profundidad a la que se determina la fuerza de fricción.

$\delta$ : ángulo de fricción efectiva entre la pila y el suelo, igual a  $2/3$  de  $\phi$ , siendo  $\phi$  el ángulo de fricción interna del suelo.

Considerando para los materiales en los que se encontrarán empotradas las pilas una cohesión de 25 ton/m<sup>2</sup> y un ángulo de fricción interna de 35°, entre 24.0 y 27.8 m de profundidad, respecto a nivel 0.00 de proyecto arquitectónico; una cohesión de 20 ton/m<sup>2</sup> y un ángulo de fricción interna de 25°, entre 27.8 y 30.0 m de profundidad, respecto a nivel 0.00 de proyecto arquitectónico; una cohesión de 25 ton/m<sup>2</sup> y un ángulo de fricción interna de 28°, entre 30.0 y 34.0 m de profundidad, respecto a nivel 0.00 de proyecto arquitectónico; y una cohesión de 8 ton/m<sup>2</sup> y un ángulo de fricción interna de 42°, entre 34.0 y 43.5.0 m de profundidad, respecto a nivel 0.00 de proyecto arquitectónico; se determino la capacidad de carga admisible por tensión para pilas que se presentan en las tablas de las figuras 20 a 22 para pilas de sección transversal circular con diámetros de 0.8, 1.0, 1.2, 1.4 y 1.6 m, apoyadas a los niveles -36.0, -38.5 y -41.0 m, respecto al nivel 0.00 de

proyecto arquitectónico, y en la tabla de la figura 23 para pilas de sección transversal circular con diámetros de 1.5, 2.0, 2.5 y 3.0 m, apoyadas al nivel -43.5 m, respecto al nivel 0.00 de proyecto arquitectónico, en función del diámetro de la base de las pilas.

CAPACIDAD DE CARGA EN PILAS CIRCULARES Df=36.90 m														
	$\phi$	$\phi$	$c$		$L_e$	2.00	m		$F_c =$	400	kg/cm <sup>2</sup>			
	$N_q$ min	125			$F_r$	0.35			Aplastamiento	224	kg/cm <sup>2</sup>			
	$N_q$ max	500			$\gamma$	De estado	ton/m <sup>3</sup>							
Diametro base	Diametro fuste	Profundidad de desplante	$P_0$	$P_R$	$L_{opt}$	$N_q'$	$F_{re}$	$Q_a$ punta	$f_r (-)$	$Q_a$ total reglamento	$Q_a$ concreto	$Q_a$ diseño	$Q_a$ tracción	Asealamiento
m	m	m	ton/m <sup>2</sup>	ton/m <sup>2</sup>	m			ton	ton	ton	ton	ton/m <sup>2</sup>	ton/m <sup>2</sup>	cm
0.80	0.80	N-35.30	21.95	21.96	7.19	228.35	0.66	592	448	1040	1434	1040	311	0.88
1.00	1.00	N-35.30	21.95	21.96	8.58	208.48	0.56	718	539	1277	2240	1277	393	0.79
1.20	1.20	N-35.30	21.95	21.96	10.78	194.57	0.50	861	671	1522	3225	1532	477	0.75
1.40	1.40	N-35.30	21.95	21.96	12.58	184.63	0.46	1021	783	1805	4380	1805	562	0.74
1.60	1.60	N-35.30	21.95	21.96	14.37	177.18	0.43	1198	895	2093	5734	2093	627	0.75



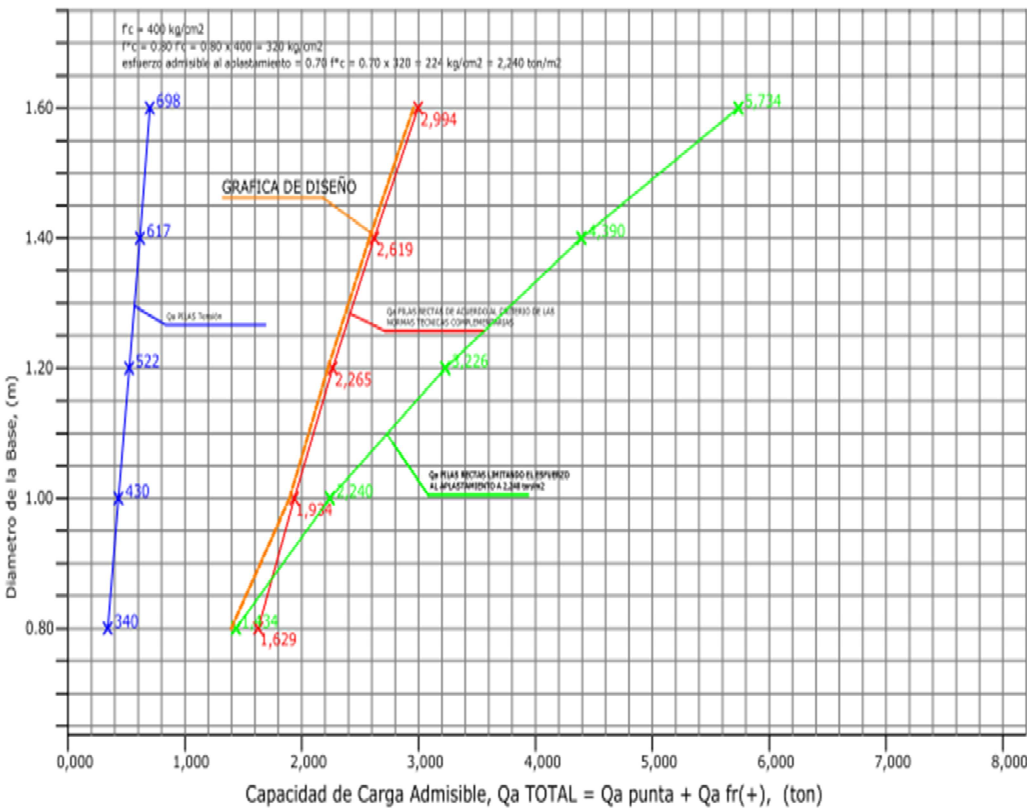
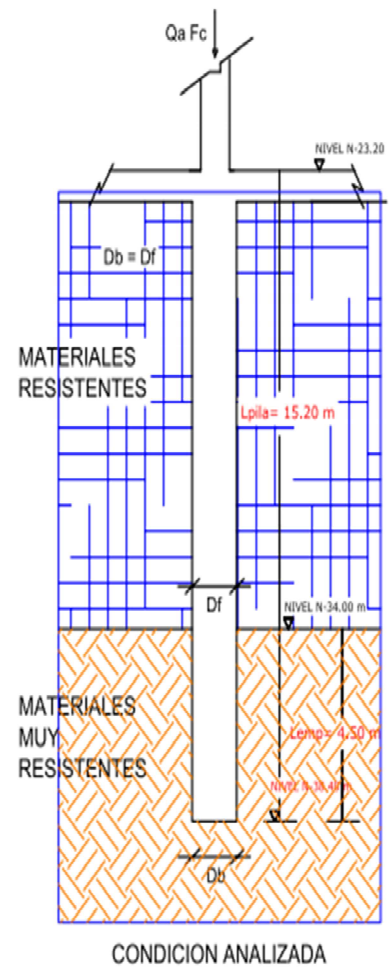
## CAPACIDAD DE CARGA DE PILAS CIRCULARES Df N-36.00 m

FIGURA 05

CAPACIDAD DE CARGA EN PILAS CIRCULARES Df=38.40 m

$\phi$	42	$e$	$L_e$	4.50	$m$	$f_c$	400	$kg/cm^2$	
$N_q$ min	125	$f_r$	0.35			Aplastamiento		224	$kg/cm^2$
$N_q$ max	500	$\gamma$	De estado						$ton/m^3$

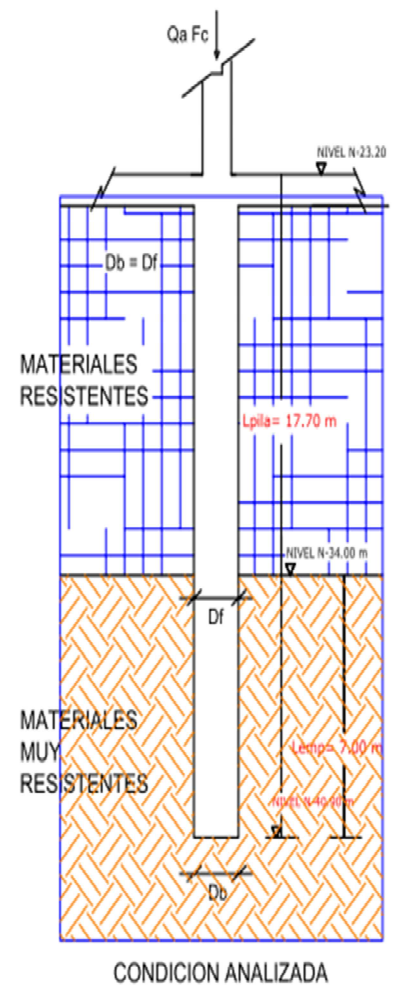
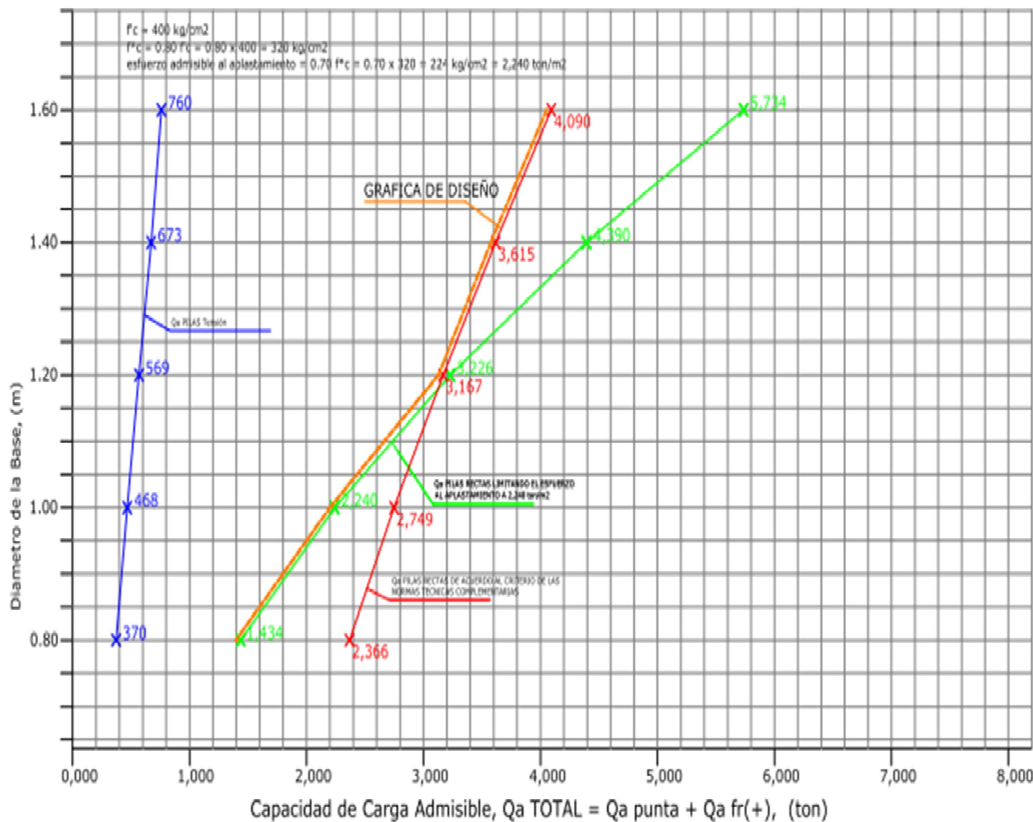
Diametro base	Diametro tasta	Profundidad de desplante	$P_0$	$P_t$	$L_{opt}$	$N_q$	$f_{re}$	$Q_a$ punta	$f_r(-)$	$Q_a$ total reglamento	$Q_a$ concreto	$Q_a$ diseño	$Q_a$ tensión	Ase-tamiento
m	m	m	$ton/m^2$	$ton/m^2$	m			ton	ton	ton	ton	$ton/m^2$	$ton/m^2$	cm
0.80	0.60	N-38.40	25.71	25.71	7.19	350.79	0.66	1125	504	1629	1434	1434	340	1.57
1.00	1.00	N-38.40	25.71	25.71	8.98	312.83	0.56	1304	630	1934	2240	1934	450	1.79
1.20	1.20	N-38.40	25.71	25.71	10.78	280.53	0.50	1509	756	2265	3225	2265	532	1.62
1.40	1.40	N-38.40	25.71	25.71	12.58	250.16	0.46	1706	882	2588	4380	2588	617	1.55
1.60	1.60	N-38.40	25.71	25.71	14.37	242.39	0.43	1985	1008	2994	5734	2994	698	1.48



CAPACIDAD DE CARGA DE PILAS CIRCULARES Df N-38.50 m

FIGURA 06

CAPACIDAD DE CARGA EN PILAS CIRCULARES $\gamma=10.90$ m														
	$\phi$	42	°		$L_e$	7.00	m		$f_c$	400	kg/cm <sup>2</sup>			
	$N_q$ min	125			$f_r$	0.35			Aplastamiento	224	kg/cm <sup>2</sup>			
	$N_q$ max	500			$\gamma$	De arena	ton/m <sup>3</sup>							
Diametro base	Diametro fuste	Profundidad de desplante	$P_0$	$P_1$	$L_{opt}$	$N_q^1$	$f_{re}$	$Q_a$ punta	$f_r(-)$	$Q_a$ total reglamento	$Q_a$ concreto	$Q_a$ diseño	$Q_a$ tension	Asealamiento
m	m	m	ton/m <sup>2</sup>	ton/m <sup>2</sup>	m			ton	ton	ton	ton	ton/m <sup>2</sup>	ton/m <sup>2</sup>	cm
0.80	0.80	11-40.50	31.45	31.46	7.19	490.23	0.66	1502	555	2366	1454	1494	370	1.55
1.00	1.00	11-40.50	31.45	31.46	8.98	417.18	0.56	2043	706	2749	2240	2240	458	2.24
1.20	1.20	11-40.50	31.45	31.46	10.78	368.48	0.50	2330	847	3167	3226	3167	559	2.80
1.40	1.40	11-40.50	31.45	31.46	12.58	333.70	0.46	2637	988	3615	4380	3615	573	2.98
1.60	1.60	11-40.50	31.45	31.46	14.27	307.61	0.43	2940	1130	4090	5734	4090	750	2.45

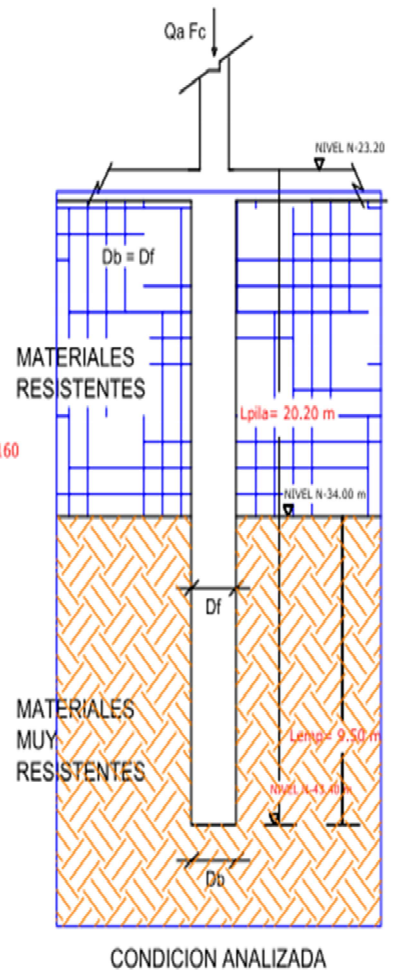
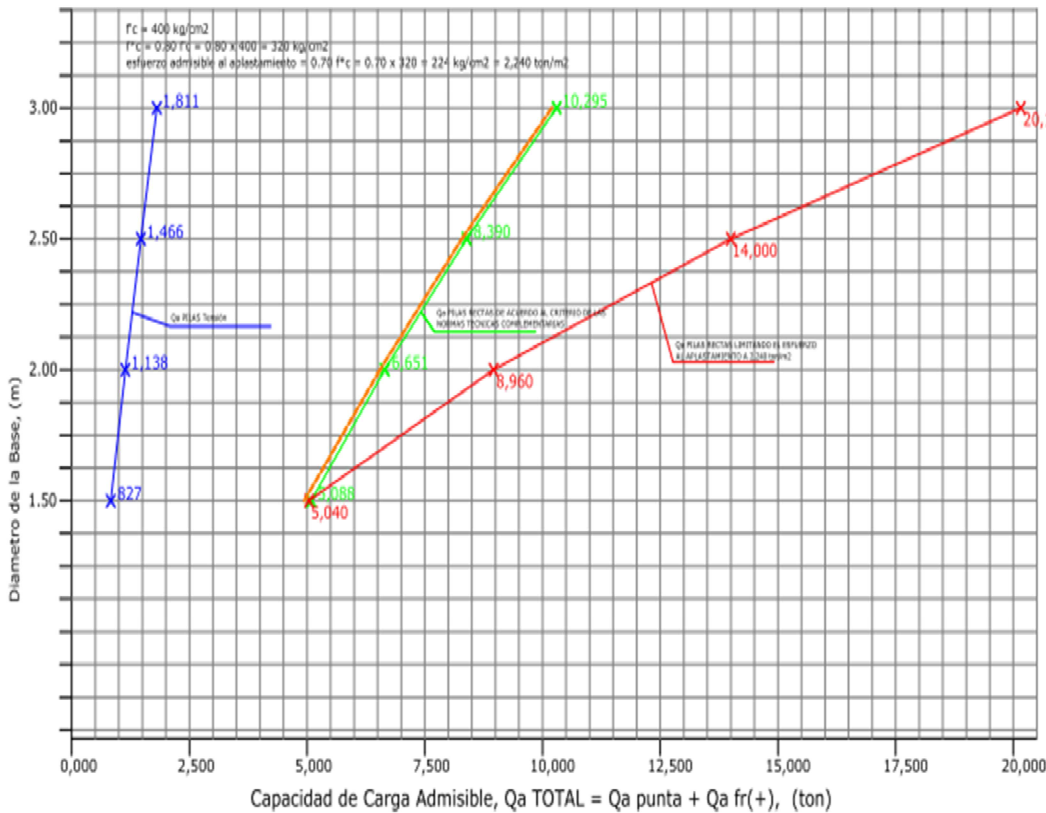


## CAPACIDAD DE CARGA DE PILAS CIRCULARES $D_f$ N-41.00 m

FIGURA 07

CAPACIDAD DE CARGA EN PILAS CIRCULARES Df=43.40 m							
$\phi$	42	$\epsilon$		Le	9.50 m	$f_c =$	400 kg/cm <sup>2</sup>
$N_q$ min	125			Fr	0.35	Aplastamiento	224 kg/cm <sup>2</sup>
$N_q$ max	500			$\gamma$	De estrato	ton/m <sup>3</sup>	

Diametro base	Diametro fuste	Profundidad de desplante	$P_e$	$P_t$	$L_{opt}$	$N_q^*$	$Fr_e$	$Q_a$ punta	$fr(+)$	$Q_a$ total rajoamiento	$Q_a$ concreto	$Q_a$ diseño	$Q_a$ tensión	Asestamiento
n	m	n	ton/m <sup>2</sup>	ton/m <sup>2</sup>	m			ton	ton	ton	ton	ton/m <sup>2</sup>	ton/m <sup>2</sup>	cm
1.50	1.50	N-43.40	36.21	36.21	13.43	309.35	0.44	3904	1184	5088	5040	5040	827	3.73
2.00	2.00	N-43.40	36.21	36.21	17.97	313.27	0.39	5072	1575	6651	3940	6651	1138	3.41
2.50	2.50	N-43.40	36.21	36.21	22.45	283.61	0.36	6416	1974	8390	14000	8390	1466	3.30
3.00	3.00	N-43.40	36.21	36.21	26.95	257.18	0.34	7927	2365	10295	20160	10295	1811	3.30



## CAPACIDAD DE CARGA DE PILAS CIRCULARES Df N-43.50 m

FIGURA 08

## **IV. PROPUESTA ESTRUCTURAL**



## **IV. PROPUESTA ESTRUCTURAL**

### IV.1 Estructuración Esquemática

En esta etapa se proponen los distintos sistemas y estructuraciones que se emplearán para el edificio, así como las dimensiones y características de los elementos principales y secundarios. El caso particular que se presenta es una estructuración a base de losas y marcos de concreto sin muros.

Se definen las dimensiones que en primera instancia satisfacen los criterios arquitectónicos y se arman con los criterios correspondientes a su nivel de ductilidad supuesto. Se obtiene los volúmenes de materiales para que el área de costos del proyecto haga una valuación de esta opción y las compare con otros sistemas estructurales, y el área de construcción haga sus observaciones en cuanto al programa de obra e interacción con los proyectos de las otras disciplinas.

### IV. 2 Aspectos estructurales a considerar:

#### *Geometría*

La geometría del edificio es en un cuerpo en forma de C este cuerpo a su vez no presenta la misma altura en todos sus segmentos.

#### *Implicaciones Estructurales*

El edificio tendrá componentes horizontales de mayor magnitud que un edificio regular. Se revisan los esfuerzos causados por la torsión en las columnas como añadidura al diseño automático que realiza el software utilizado.

#### *Distintos Usos Arquitectónicos*

En la planta de sótano las columnas deberán alinearse de tal manera que no se afecte el sembrado de los cajones de estacionamiento.

Por otra parte en los niveles destinados a habitación y comercios las columnas deberán orientarse preferentemente perpendiculares a la fachada para minimizar su interferencia con la funcionalidad arquitectónica de la edificación.

## *Implicaciones*

Será necesario plantear, modelar y diseñar con cuidado nudos donde sea posible absorber el cambio de orientación de columna entre dos niveles consecutivos: Estos cambios se proponen en nivel Sótano Comercial (-4.6) donde el momento flexionante ya disminuyó de manera considerable y la transición trabaja básicamente a compresión.

## *Particularidades Arquitectónicas*

El sistema estructural debe ser capaz de:

- Manejar de manera eficiente los volados en los perímetros del edificio
- Permitir el paso de instalaciones para tener una altura de plafón en pasillo de 2.4 m y en departamentos de 2.6m.
- Permitir un cambio en las trayectorias de los ductos verticales de extracción cuando hay una interrupción de los mismos por la presencia de las terrazas.

Reglamentación utilizada:

- Departamento del Distrito Federal. "Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal". Tomo I No. 103-BIS, 2004, pp 02-77
- Departamento del Distrito Federal. "Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal". Tomo II No. 103-BIS, 2004, pp 88
- Estudio de Mecánica de suelos
- Espectro de sitio

Parámetros estructurales más importantes

- Factor de comportamiento sísmico Q

El factor describe el comportamiento esperado de la estructura y se eligió en valor de 2 tomando en cuenta los siguientes factores

- El cliente deseaba tener la opción de convertir el diseño de concreto colado en sitio a una estructura con elementos prefabricados de ser así conveniente para el programa de obra.

- Por experiencia en la mayoría de los casos no se obtienen ahorros importantes por el uso de un Q mayor a 2 en estructuras de concreto.

- Factor de irregularidad: 0.7

Este factor define, como su nombre lo indica, la irregularidad de una estructura.

Se define que la estructura es fuertemente irregular, ya que cumple uno o más de los requisitos de la sección 6.1. Por esta razón se utiliza el factor de 0.7.

La siguiente tabla muestra que la rigidez de un entrepiso a otro cambia bruscamente más del 100%.

ENTREPISO	DIM. COLUMNA	AREA TRANS* COL (M2)	# COLS	TOTAL (M2)
STORY 10	0.75 X 1.0	0.75	15	11.25
STORY 9	0.75 X 1.0	0.75	30	22.5

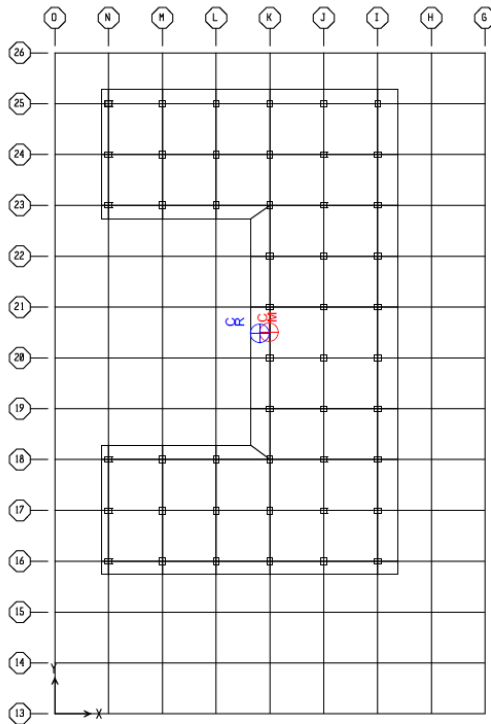
Estructura Regular	Cumple	No cumple
1) Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Éstos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.		•
2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.	•	
3) La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.	•	
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.		•
5) En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.	•	
6) No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.	•	
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.	•	
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.		•
9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.	•	
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.		•
11) En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, es, excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.		•

Así mismo, se calcularon las distancias entre centros de masas y centros de rigideces de cada planta de la estructura dando una excentricidad torsional mayor al 20% de la dimensión de la planta que se considera, medida perpendicularmente a la acción sísmica: 20% (45 m) = 9 m., conforme a la sección 6.3 del RCDF. (Ver F- 09 a F -27. Centro de Rigideces y Masas)

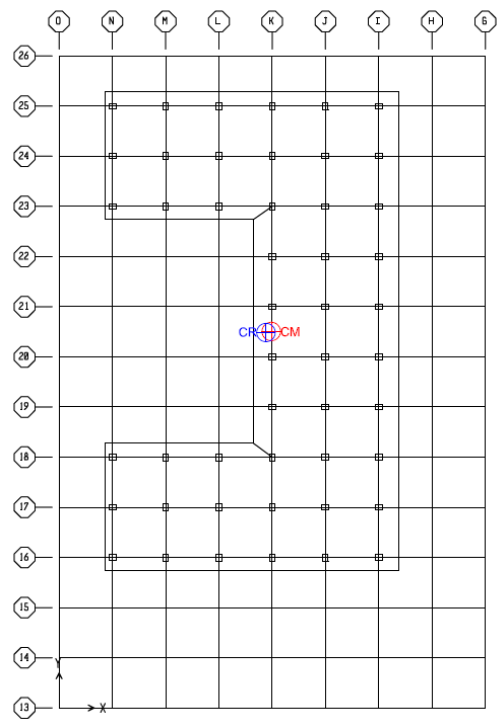
Estructura Irregular	Cumple	No cumple
1) La excentricidad torsional calculada estáticamente, es, excede en algún entrepiso de 20 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.	●	
2) La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso no exceden en más de 100 por ciento a la del piso inmediatamente inferior.		●

A continuación se presenta una tabla y figuras con los centros de masa y centros de rigideces de cada planta y sus diferencias.

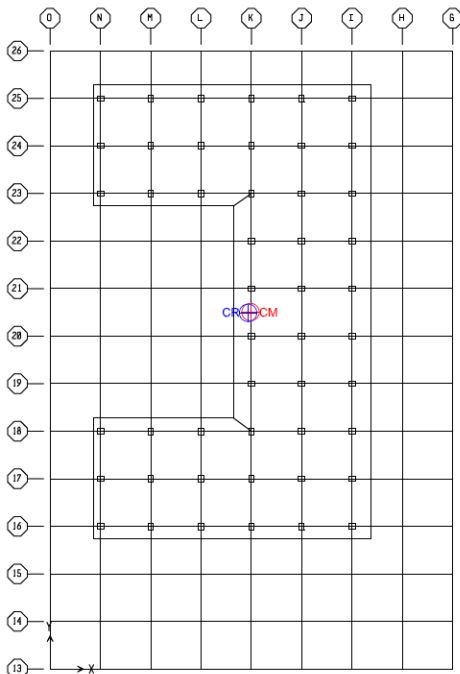
Story	CM					
	XCM	YCM	XCR	YCR	ΔX	ΔY
STORY16	3617	9357	3675	8900	-58	456
STORY15	3600	9356	3688	8806	-88	550
STORY14	3600	9356	3704	8687	-104	669
STORY13	3606	9356	3730	8512	-124	844
STORY12	3614	9355	3765	8241	-150	1114
STORY11	3614	9355	3804	7816	-189	1539
STORY10	3614	9355	3839	7202	-225	2152
STORY9	4166	6804	3830	6766	336	38
STORY8	4148	6883	3785	6679	363	205
STORY7	3937	7054	3742	6601	195	453
STORY6	3957	7029	3700	6516	257	514
STORY5	3954	7024	3663	6440	291	584
STORY4	3580	6341	3638	6399	-59	-58
STORY3	3598	6381	3620	6381	-22	0
STORY2	3598	6381	3607	6376	-9	5
STORY1	3598	6381	3594	6374	4	7
C4	3591	6381	3577	6372	14	8
C3	3584	6380	3540	6367	43	13
C2	3584	6380	3494	6364	89	16
C 1	3584	6380	3430	6359	154	21



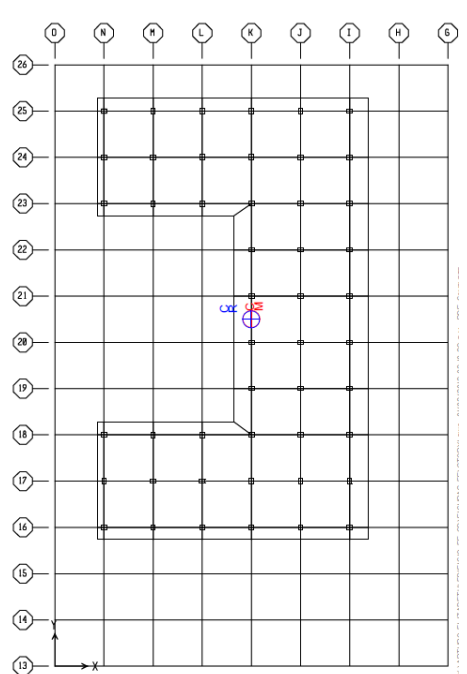
**F-08 story C1**



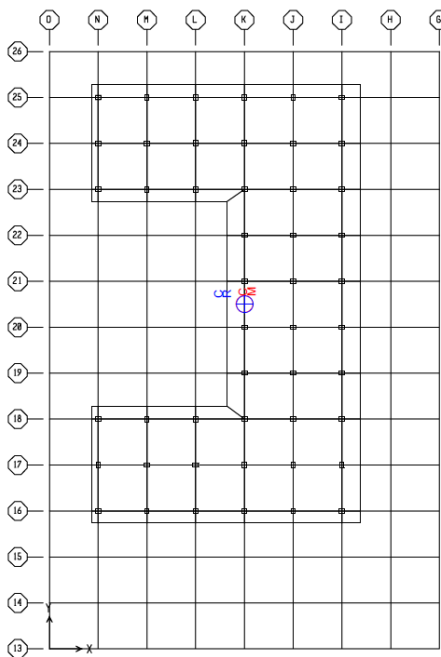
**F-09 story C2**



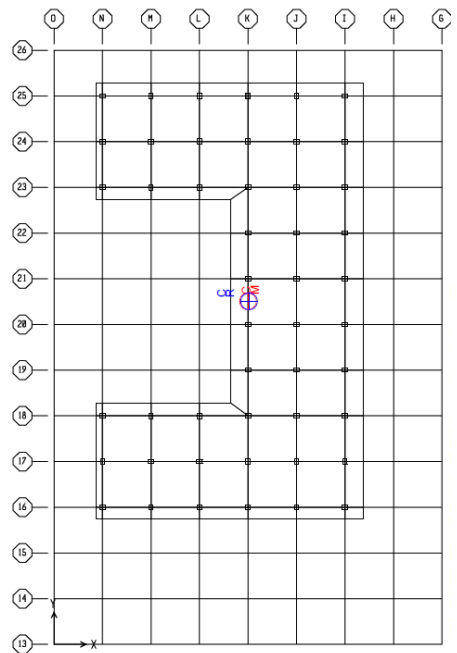
**F-10 story C3**



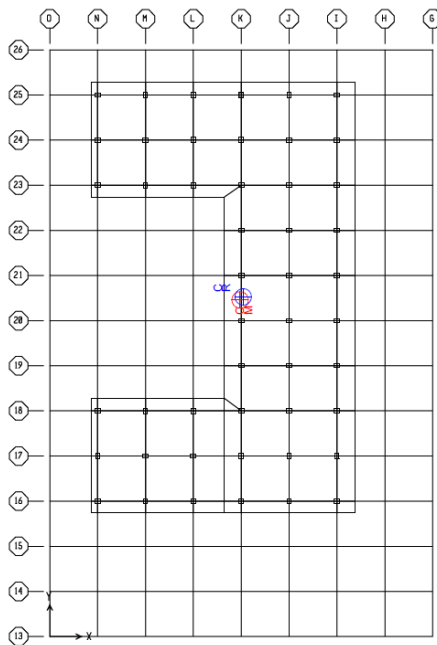
**F-11 story 1**



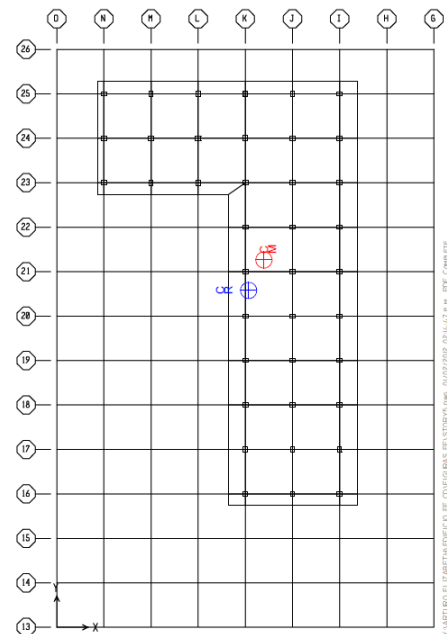
**F-12 story 2**



**F-13 story 3**

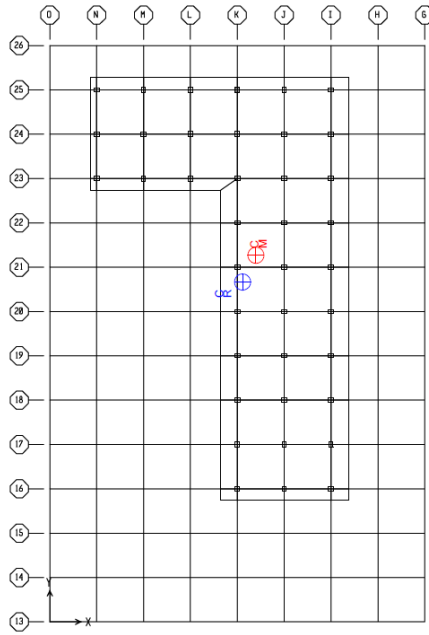


**F-14 story 4**

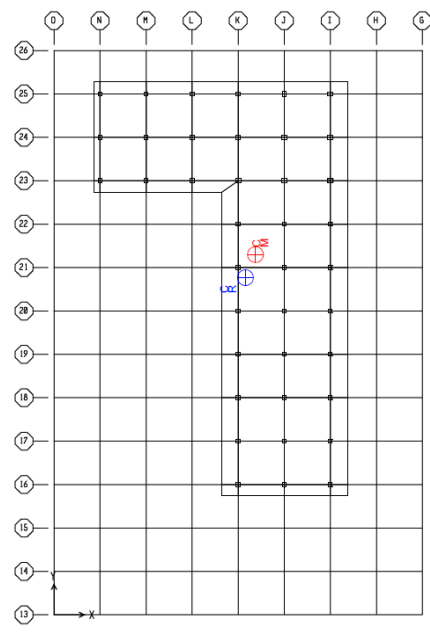


**F-15 story 5**

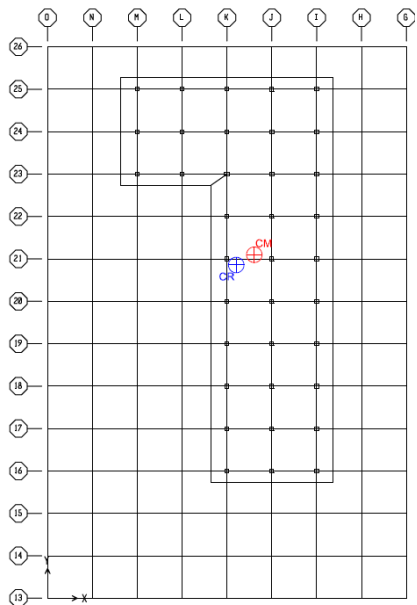
FABRICATION ELECTRICIEN DES PILES ET DES PILES EN SYSTÈME D'ACIER ET DE BÉTON ARMÉ



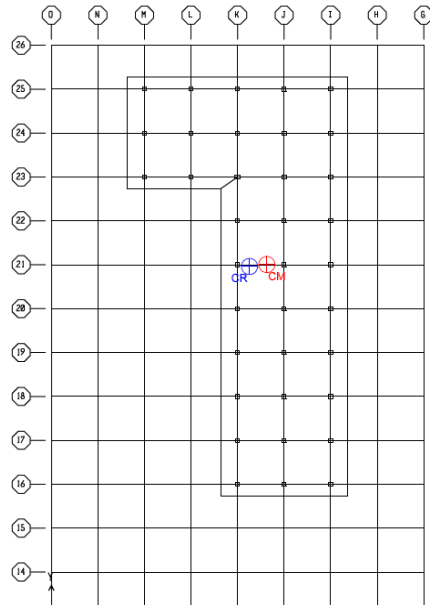
**F-16 story 6**



**F-17 story 7**

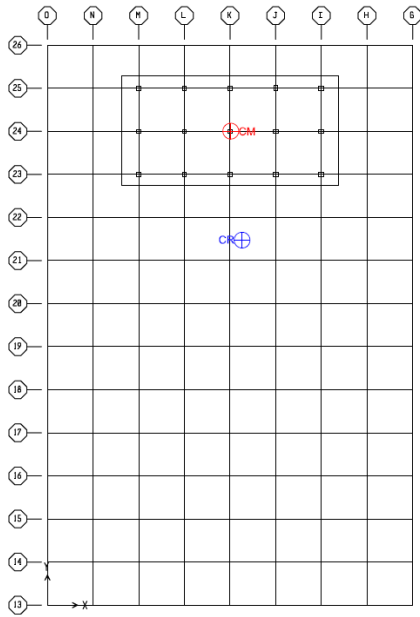


**F-18 story 8**

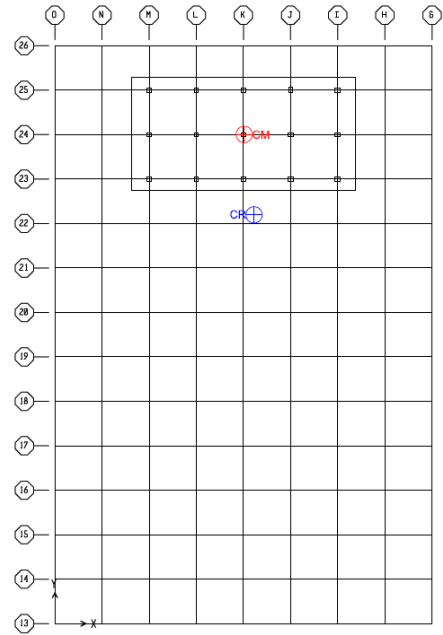


**F-19 story 9**

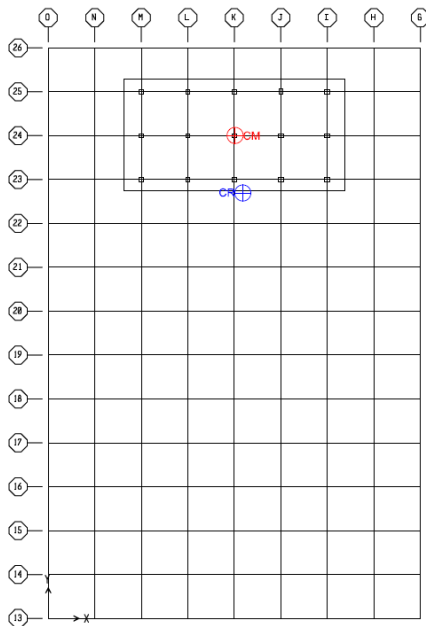




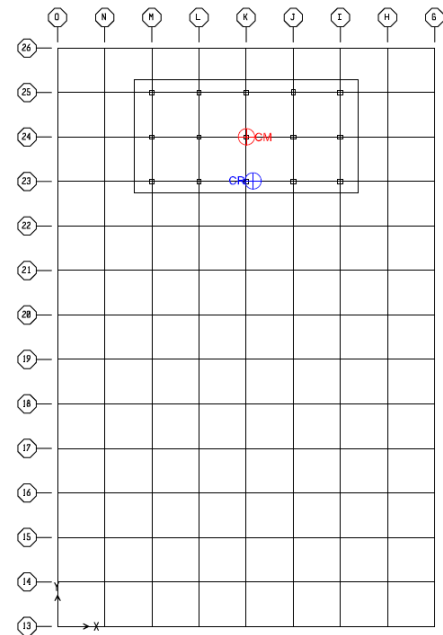
**F-20 story 10**



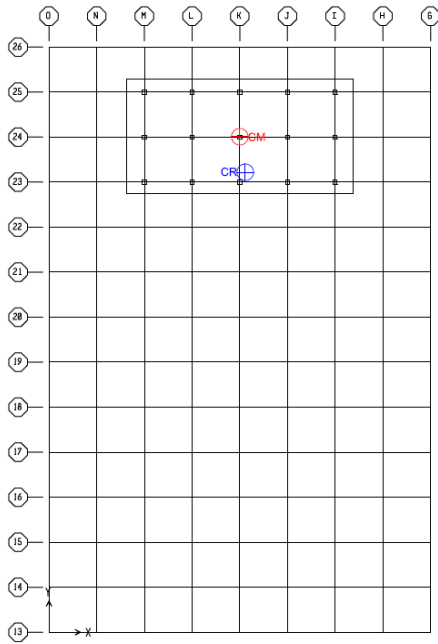
**F-21 story 11**



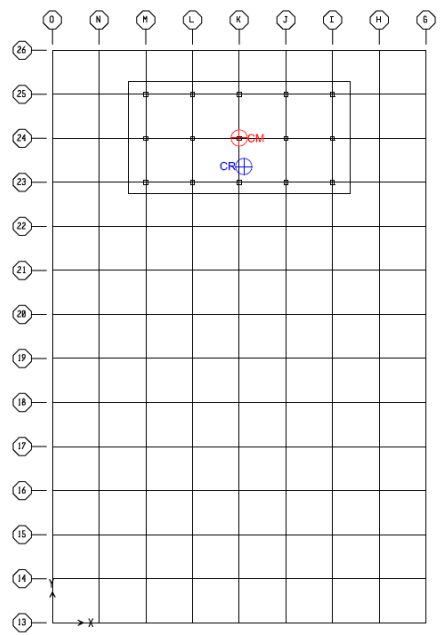
**F-22 story 12**



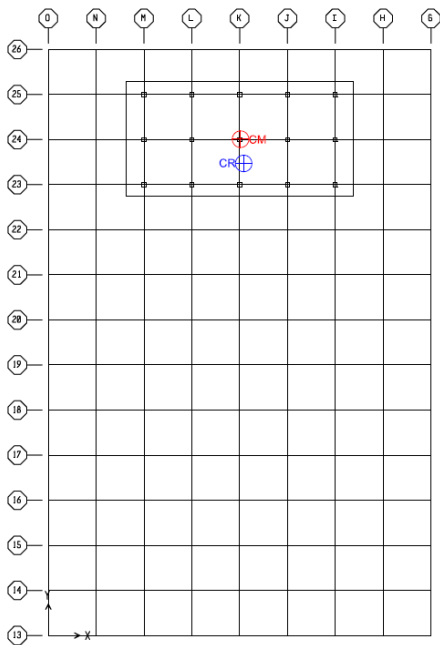
**F-23 story 13**



**F-24 story 14**



**F-25 story 15**



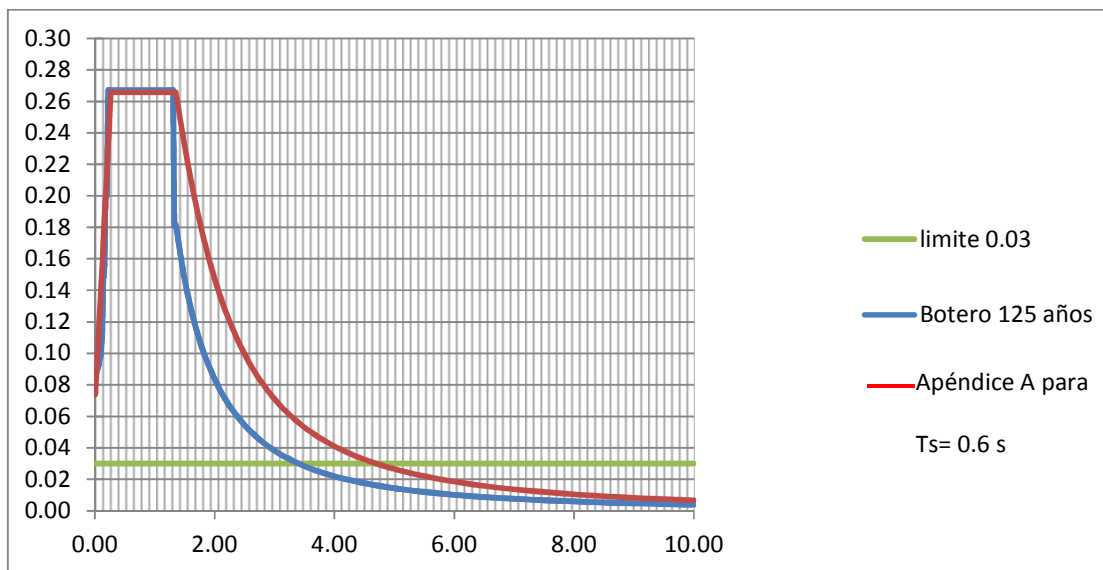
**F-26 story 16**

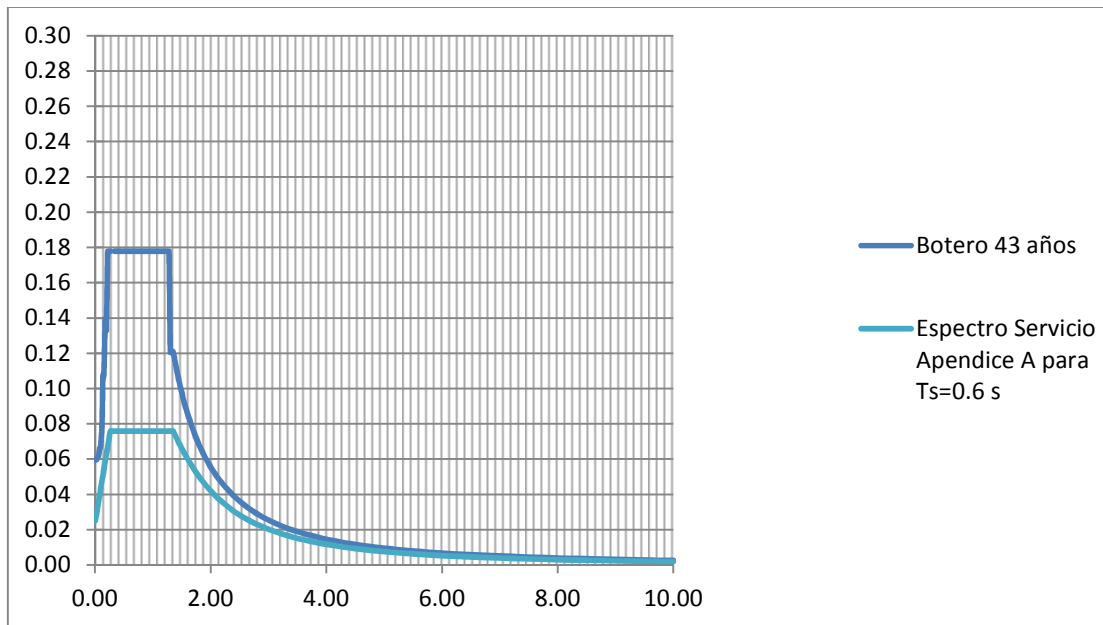
- Espectros de diseño:

Se utilizaron los parámetros del Apéndice A del Reglamento de Construcciones para la elaboración del análisis dinámico, se conocía del Estudio de Mecánica de Suelos, el periodo fundamental del suelo en el sitio.

.A continuación se muestran y se grafican los datos conforme al Apéndice A y los datos adquiridos por el Dr. Botero. (Ref. Metodología de Cálculo para la Determinación de Sismos Sintéticos para el proyecto.)

pATRA





*Por lo tanto para el diseño del edificio se utiliza el apéndice A y para revisión de los desplazamientos de colapso, sin embargo para la revisión de los desplazamientos de servicio se usa el espectro del Dr Botero para 43 años de periodo de retorno.*

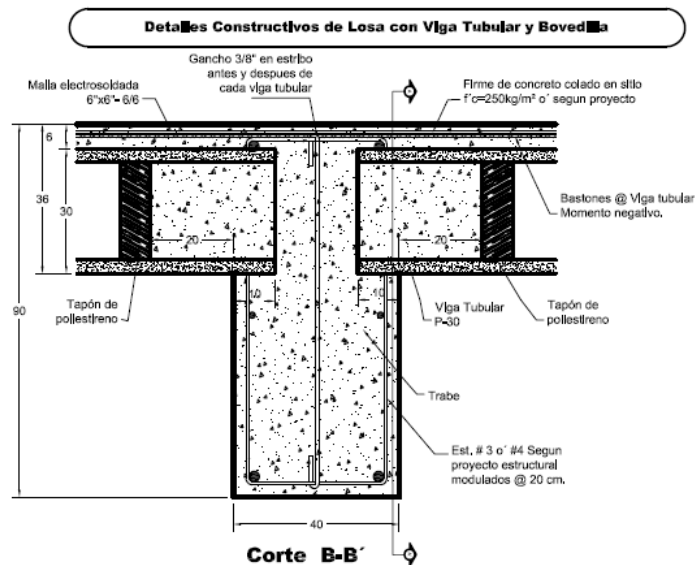
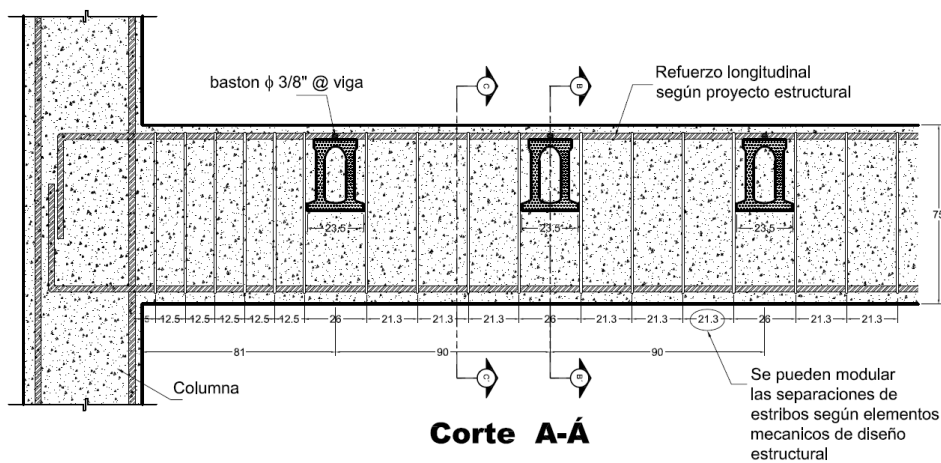
*Las consideraciones particulares de análisis dinámico se detallan en el capítulo Análisis Sísmico.*

### Subestructura

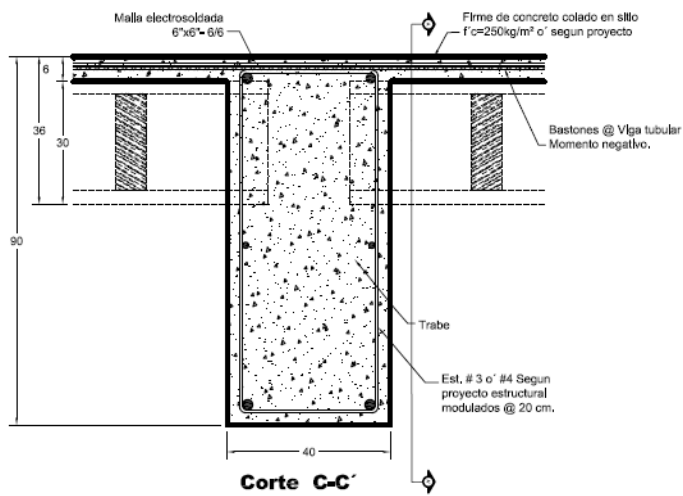
Debido a que se requiere que el sistema estructural de este edificio sea de concreto, el sistema resistente de la subestructura se propone de columnas rectangulares de concreto armado de 0.90 x 1.20 m con un  $f'c$ :450 kg/cm<sup>2</sup> en los cinco sótanos de estacionamiento; y el sistema de piso se propone de losa maciza de concreto postensada de 25 cm de espesor con un  $f'c$ = 300 kg/m<sup>2</sup> para la crujía tipo de 8.00 x 9.50 m. (Ver figura F-31 Losa tipo, capiteles, cortes y detalles)

## Superestructura

El sistema resistente de la súper estructura está formado por columnas y trabes rectangulares de concreto armado que van desde columnas de 0.90 x 1.20 m  $f'c$ : 450 kg/m<sup>2</sup> en la zona comercial; y de 0.75 x 1.00 m con un  $f'c$ : 350 kg/cm<sup>2</sup> en los primeros nueve niveles de departamentos y los ejes 25,J; 25,I; 24,J; 24,I; 23,K;J;I hasta el nivel 13 y de 0.75 x 0.75 m con un  $f'c$ : 350 kg/cm<sup>2</sup> desde el nivel siete excepto los siguientes ejes: 25,J; 25,I; 24,J; 24,I; 23,K;J;I.. El sistema de piso está formado por losa de concreto con un sistema prefabricado a base de viga tubular pretensada con casetón de polietileno con un espesor equivalente de masa de 12.5 cm de espesor tal como se muestra en los cortes siguientes:



**Detalles Constructivos de Losa con Viga Tubular y Bovedilla**



Estas propuestas deberán ser capaces de soportar las cargas laterales y axiales a las cuales están sujetas las estructuras y los desplazamientos producidos no excederán los límites permisibles conforme al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, por medio de un análisis dinámico utilizando el programa ETABS; a fin de conseguir las secciones correctas para que el periodo de la estructura no sea igual al del sitio y sea una estructura estable dentro de los parámetros que marca el Reglamento.

### IV.3 Cimentación

Considerando las características arquitectónicas y estructurales de los edificios proyectados, contando con un semisótano comercial, con nivel de piso terminado de - 4.80 m, respecto al nivel 0.00 de proyecto arquitectónico, y seis sótanos para estacionamiento de automóviles, con nivel de piso del sótano inferior a -22.3 m, respecto al nivel 0.00 de proyecto arquitectónico; y las características estratigráficas y físicas del subsuelo determinadas mediante el estudio de mecánica de suelos.

Considerando lo anterior se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada para las estructuras proyectadas de mayor altura será mediante pilas de sección transversal circular, con diámetros de 1.0 m, 1.20 m, apoyadas desde - 36 a - 41 m de profundidad, respecto al nivel 0.00 de proyecto arquitectónico.

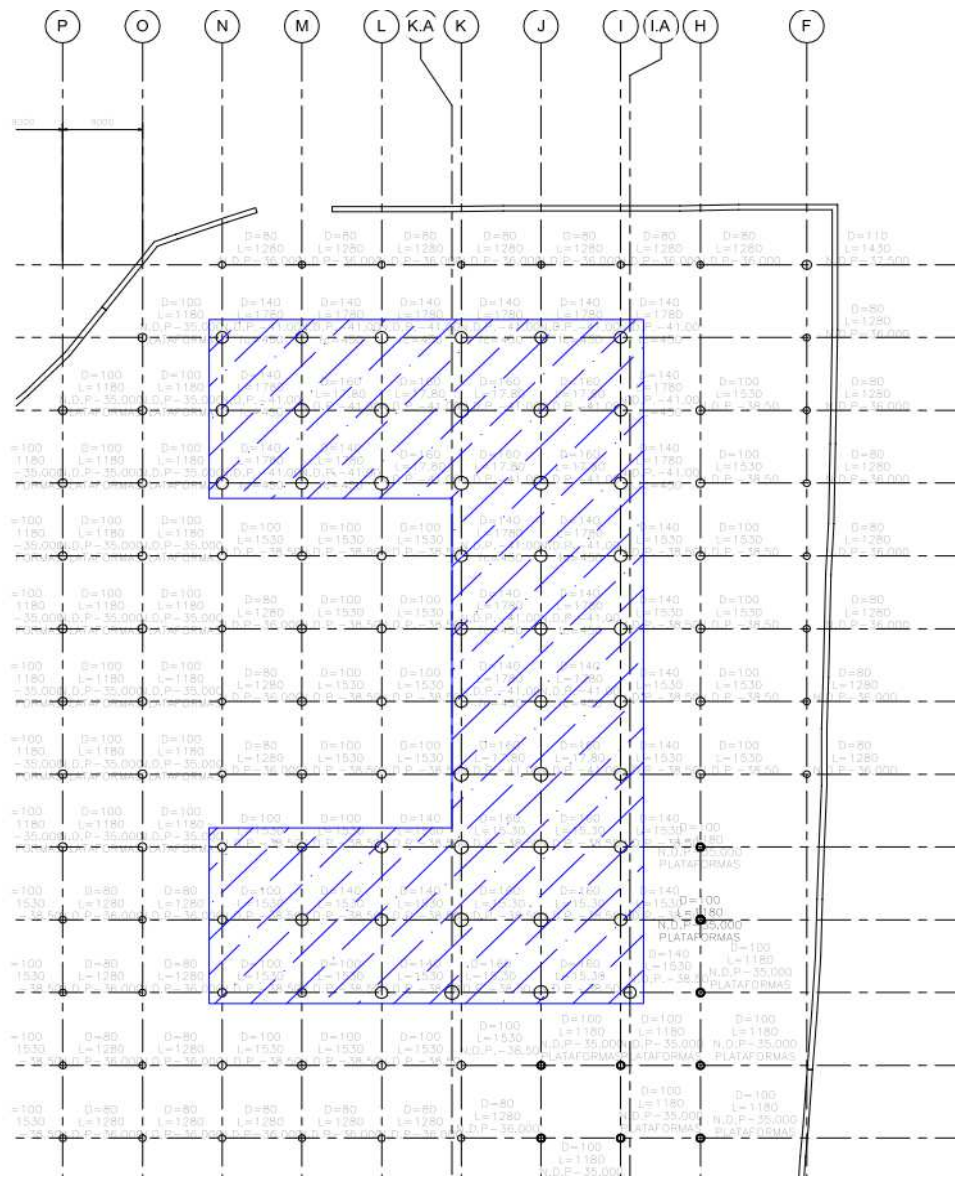
Para el dimensionamiento de las pilas se deberá considerar la carga que resulte mayor de las siguientes condiciones:

- Condiciones estáticas: Que considera la combinación de carga permanente más carga viva máxima, afectadas por un factor de carga de 1.4.
- Condiciones dinámicas: Que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva instantánea y la acción accidental más crítica (incremento de esfuerzos provocado por el momento de volteo debido a sismo), afectadas por un factor de carga de 1.1.

- Dimensionamiento de las pilas

Como se puede notar en la siguiente figura y tabla, las pilas localizadas debajo al edificio son de mayor dimensión. (Ver figura 28)

TABLA DE PILAS			
DIAMETRO PILAS	PROF. DE DESPLANTE	F' C	CAPACIDAD FACTORIZADA (TON)
1.4	-36	300	1,354
1.4	-38.5	300	1,964
1.4	-38.5	350	2,292
1.4	-38.5	400	2,619
1.4	-41	300	2,586
1.4	-41	350	3,017
1.4	-41	400	3,448



**F- 28 Distribución de pilas**









## **V. ANALISIS SISMICO**

## V. ANALISIS SISMICO

### V.1. Criterios de Diseño

#### V.1.1 Cargas

Conforme a la sección 6 del Reglamento de Construcciones del D.F., sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, se definieron las cargas y valores para el análisis.

	CARGAS MUERTAS (Kg. /M2)				CARGAS VIVAS (Kg. /M2)			NOTAS
	FINISHES (RELLENO Y/O PISO)	PARTITIONS (MUROS DIVISORIOS)	CEILINGS (PLAFONES, INSTALACIONES)	SDL (SOBRECARGA, C. MUERTA)	LL (C. VIVA MAX.)	RLL (C. VIVA REDUCIDA)	SL (C. VIVA SISMICA)	
	0	0	0	0	250	0	100	ESTACIONAMIENTOS, BODEGAS, UN NIVEL DE C O M E R C I O
	100	80	25	205	350	0	315	TRANSFER Y DOS NIVELES DE C O M E R C I O
	100	80	25	205	0	170	315	ZONA DE DEPARTAMENTOS
	100	80	25	205	0	170	315	ZONA DE DEPARTAMENTOS
	100	80	25	205	0	170	315	ZONA DE DEPARTAMENTOS
	100	0	0	100	350	0	315	A Z O T E A S
324 KILOGRAMOS POR METRO LINEAL EN FACHADAS, APLICADAS AL BORDE (NO INDICADO, SE SUPONE PRETEL DE CONCRETO)								
A TODAS ESTAS CARGAS AÑADIRLES EL PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA (TRABES, COLUMNAS Y LOSAS)								

### Cargas

Las cargas que se utilizaran para este análisis son las siguientes:

Cargas muertas sobrepuestas (SDL) es la suma de

Rellenos y/o pisos + Muros Divisorios +Plafones +Peso de Fachada

Peso Propio (SW)

Corresponde a peso específicos de las secciones que corresponden a la estructura (losas, trabes, columnas, diagonales, muros estructurales)

### Carga Viva Reducible (RLL)

Corresponde a la carga viva que es posible reducir en función del área tributaria de lo(s) elemento(s) portantes para las combinaciones de acciones estáticas

### Carga Viva (LL)

Corresponde a la definición de carga viva máxima el RCDDF

### Carga Viva Sísmica (SL)

Corresponde a la carga viva instantánea según el RCDDF

### Sismo en dirección X (QX)

Son las fuerzas resultantes de aplicar un análisis dinámico lineal basado en el pseudo espectro de aceleración construido en base al Apéndice A de las NTC.

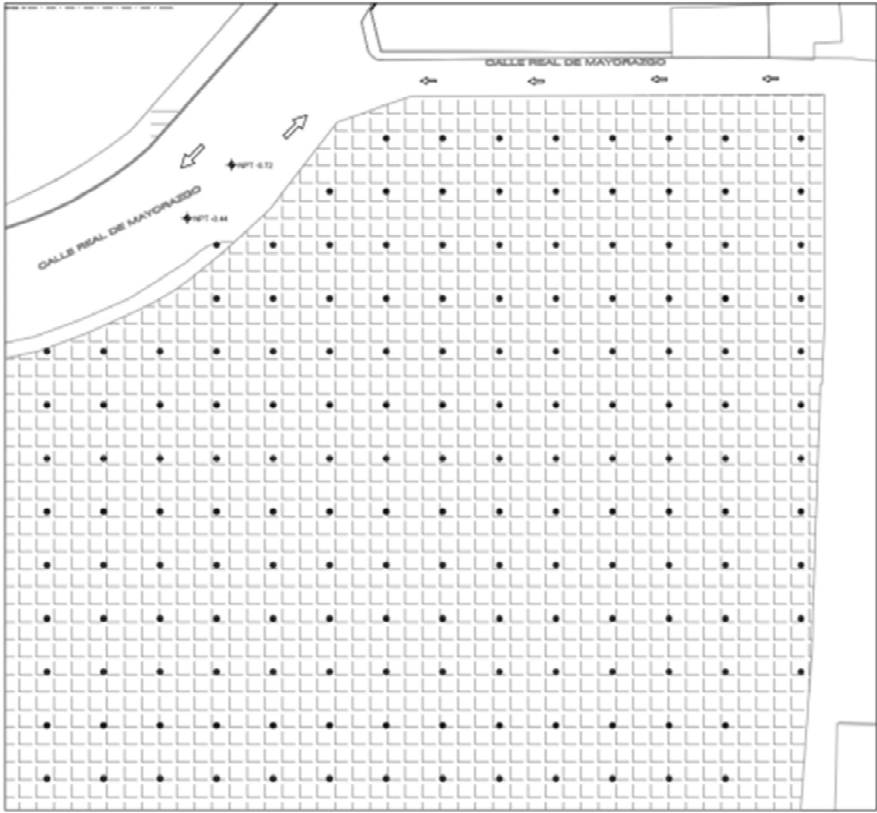
### Sismo en dirección Y (QY)

### Clasificación por su tipo

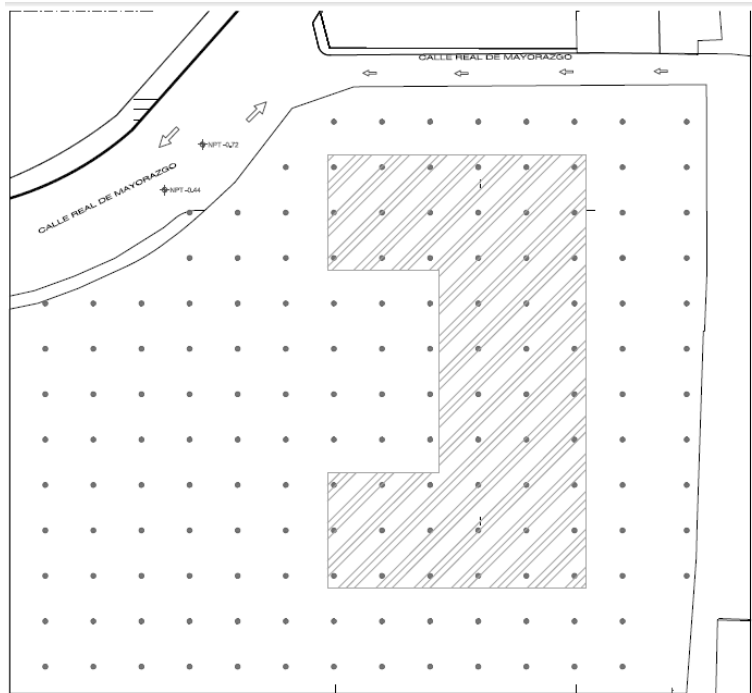
- Acciones permanentes (SDL) (SW)
- Acciones variables (LL) (RLL)
- Acciones accidentales (Qx125 y Qy125)
  - Son las correspondientes a los espectro de pseudo aceleraciones con periodo de retorno de 125 años que es con el que esta construido el apéndice A.  
Este espectro se usa para diseño, y reducido por los factores correspondientes se usa para revisión de desplazamientos de colapso según el inciso A.4b) de las NTC pero sin escalar.
- Acciones accidentales (Qx43 y Qy43)
  - Son las correspondientes a un sismo de periodo de retorno de 43 años construido por el Dr. Botero para la revisión de los desplazamientos de servicio.

En este análisis no se consideran las acciones de viento debido a que en un análisis preliminar se determino que sus acciones no sobrepasaban a las del sismo.

A continuación se muestran las diferentes plantas con las cargas correspondientes conforme al Reglamento según su uso.

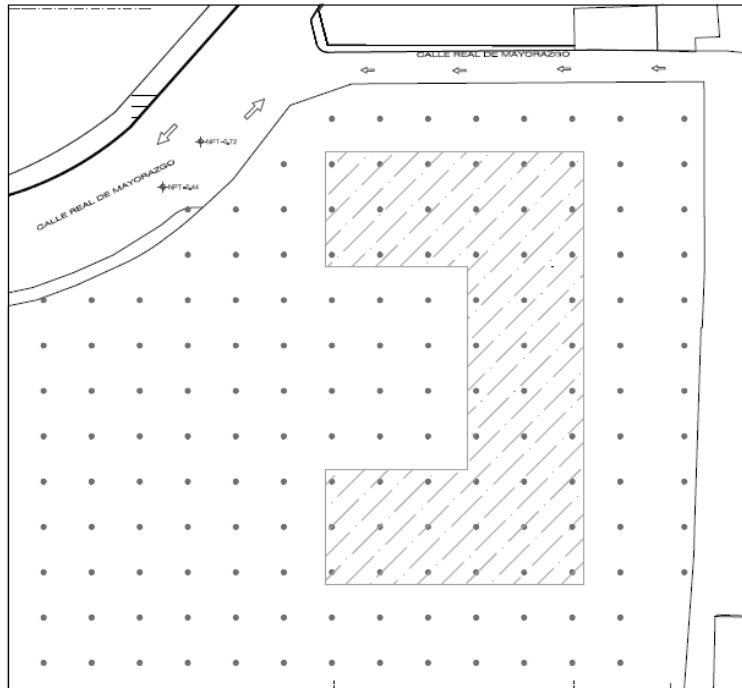


**PLANTA ESTACIONAMIENTOS**  
SOTANO COMERCIAL- SOTANO 1-5



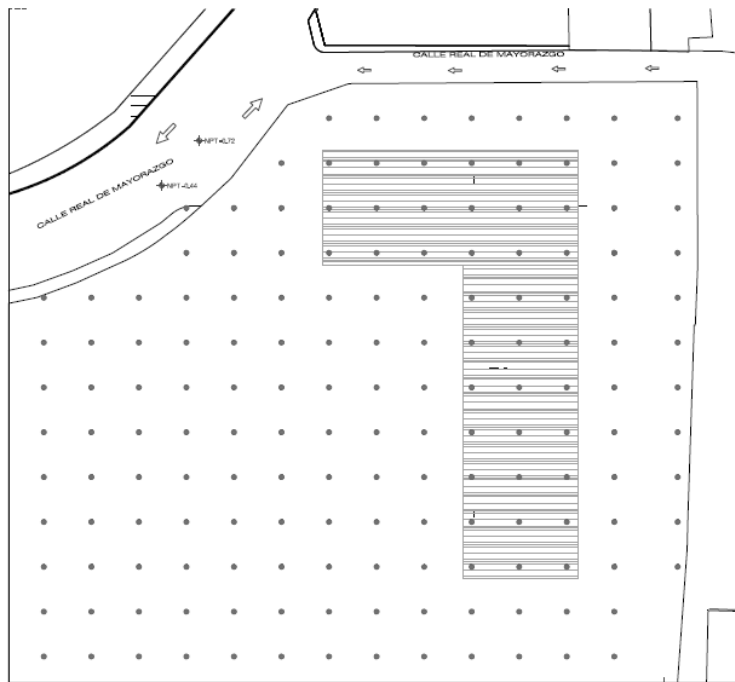
**PLANTA COMERCIOS**

NIVELES 1-4

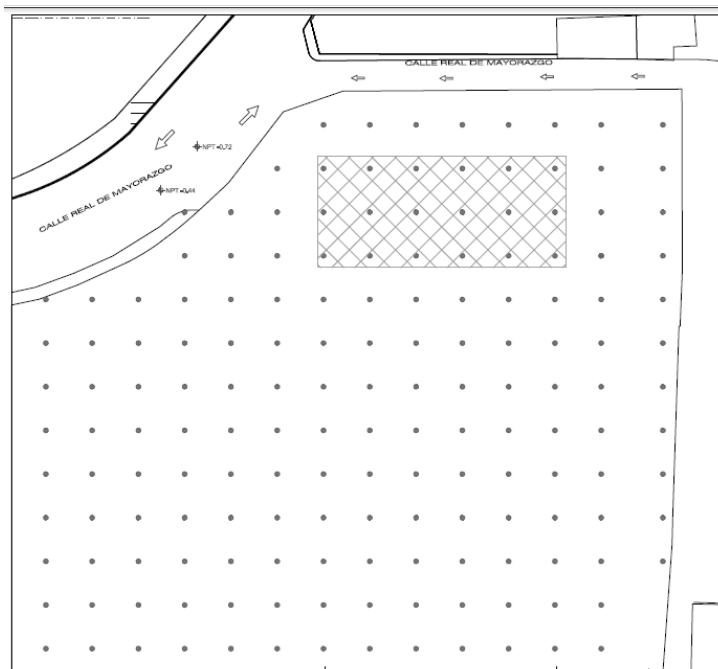


**PLANTA DEPARTAMENTOS**

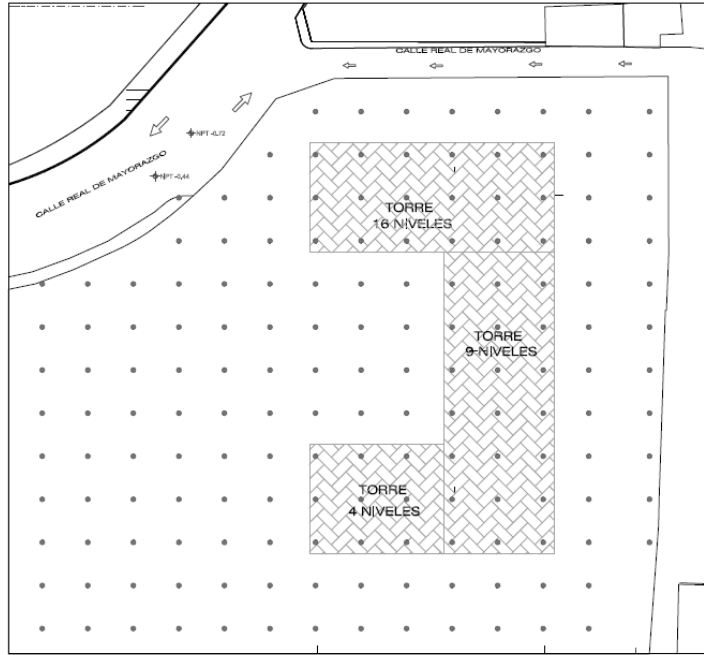
NIVELES 5-8



**PLANTA DEPARTAMENTOS**  
NIVELES 9-13



**PLANTA DEPARTAMENTOS**  
NIVELES 13-20



PLANTA AZOTEAS

### V.1.2 Combinaciones

Se formularon 9 combinaciones para el diseño de los elementos de concreto:

Para diseño

- Combinaciones carga vertical
- COMB 1:  $1.4 SW + 1.4 LL + 1.4 SDL + 1.4 RLL$
- Combinaciones para colapso en dirección X
- COMBC 2:  $SW + Qx \text{ spectra} + 0.33 Qy \text{ spectra} + SDL + SL$
- COMBC 3:  $SW + SDL + SL + Qx \text{ spectra} + -0.33 Qy \text{ spectra}$
- COMBC 4:  $SW + SDL + SL + -1. Qx \text{ spectra} + 0.33 Qy \text{ spectra}$
- COMBC 5:  $SW + SDL + SL + - 1Qx \text{ spectra} + -0.33 Qy \text{ spectra}$
- Combinaciones para colapso en dirección Y
- COMBC 6:  $SW + SDL + -0.33 Qx \text{ spectra} + -Qy \text{ spectra} + SL$
- COMBC 7:  $SW + SDL + 0.33 Qx \text{ spectra} + Qy \text{ spectra} + SL$
- COMBC 8:  $SW + SDL + 0.33 Qx \text{ spectra} + -Qy \text{ spectra} + SL$
- COMBC 9:  $SW + SDL + -0.33 Qx \text{ spectra} + Qy \text{ spectra} + SL$
- Combinación para diseño por sismo dirección X
- COMBD 2:  $1.1 SW + 1.1 Qx \text{ spectra} + 0.33 Qy \text{ spectra} + 1.1 SDL + 1.1 SL$
- COMBD 3:  $1.1 SW + 1.1 SDL + 1.1 SL + 1.1 Qx \text{ spectra} + -0.33 Qy \text{ spectra}$
- COMBD 4:  $1.1 SW + 1.1 SDL + 1.1 SL + -1.1 Qx \text{ spectra} + 0.33 Qy \text{ spectra}$
- COMBD 5:  $1.1 SW + 1.1 SDL + +1.1 SL + - 1.1 Qx \text{ spectra} + -0.33 Qy \text{ spectra}$
- Combinación para diseño por sismo dirección Y
- COMBD 6:  $1.1 SW + 1.1 SDL + -0.33 Qx \text{ spectra} + -1.1 Qy \text{ spectra} + 1.1 SL$
- COMBD 7:  $1.1 SW + 1.1 SDL + 0.33 Qx \text{ spectra} + 1.1 Qy \text{ spectra} + 1.1 SL$
- COMBD 8:  $1.1 SW + 1.1 SDL + 0.33 Qx \text{ spectra} + -1.1 Qy \text{ spectra} + 1.1 SL$
- COMBD 9:  $1.1 SW + 1.1 SDL + -0.33 Qx \text{ spectra} + 1.1 Qy \text{ spectra} + 1.1 SL$



- SEISMIC MASS: SW + SDL combo + SL
- Combinación para servicio por sismo dirección X
- COMBS2: 1.1 SW + 1.1 Qx DIS + 0.33 Qy DIS +1.1 SDL+ 1.1SL
- COMBS3: 1.1 SW + 1.1 SDL + 1.1 Qx DIS + -0.33 Qy DIS + 1.1SL
- COMBS4: 1.1 SW+ 1.1 SDL + -1.1 Qx DIS + 0.33 Qy DIS + 1.1SL
- COMBS5: 1.1 SW+ 1.1 SDL + -1.1Qx DIS + -0.33 Qy DIS + 1.1SL
- Combinación para servicio por sismo dirección Y
- COMBS6: 1.1 SW + 1.1 SDL + -0.33 Qx DIS + -1.1 Qy DIS + 1.1SL
- COMBS7:1.1 SW + 1.1 SDL + 0.33 Qx DIS + 1.1 Qy DIS + 1.1SL
- COMBS8: 1.1 SW + 1.1 SDL + 0.33 Qx DIS + -1.1 Qy DIS + 1.1SL
- COMBS9: 1.1 SW + 1.1 SDL + 0.33 Qx DIS + 1.1 Qy DIS + 1.1SL

## V.2 Análisis Sísmico Estático

El análisis estático no es aplicable a esta estructura por no cumplir ni con las condiciones de regularidad ni de altura. Sin embargo siempre es recomendable realizarlo.

STORY	Wi (ton)	Hi (m)	WiHi (ton-m)	Direccion X		Direccion Y	
				Fi (ton)	Vi (ton)	Fi (ton)	Vi (ton)
16	910	74	67310	405	405	405	405
15	812	71	57275	345	749	345	749
14	812	67	54432	327	1077	327	1077
13	823	64	52289	315	1391	315	1391
12	823	60	49406	297	1689	297	1689
11	823	57	46525	280	1969	280	1969
10	823	53	43643	263	2231	263	2231
9	2242	50	110996	668	2899	668	2899
8	2056	46	94562	569	3468	569	3468
7	2215	43	94158	566	4034	566	4034
6	2240	39	87343	525	4559	525	4559
5	2240	36	79504	478	5038	478	5038
4	2790	32	89282	537	5575	537	5575
3	2725	29	77670	467	6042	467	6042
2	2725	25	68132	410	6452	410	6452
1	2725	22	58593	352	6804	352	6804
C3	3252	18	58541	352	7157	352	7157
C2	3252	12	39027	235	7391	235	7391
C1	3252	6	19514	117	7509	117	7509
<b>Total</b>	<b>37543.54</b>	<b>800.00</b>	<b>1248202.75</b>	<b>7508.71</b>	<b>76438.44</b>	<b>7508.71</b>	<b>76438.44</b>

Datos de análisis:

$$c = 0.28$$

$$Q = 1.4$$

Coefficiente del cortante basal:

$$C_s = c/Q = 0.20$$

Por lo cual nos da un periodo de la estructura:

$$T_x = 6.83 \text{ s}$$

$$T_y = 5.04 \text{ s}$$

### V.3 Análisis Dinámico

#### **Consideraciones Generales**

Amortiguamiento

- **Un amortiguamiento del 5%**

#### **Efectos bidireccionales**

Los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno se combinan tomando el 100% de los efectos en la dirección que corresponde más el 30% de los efectos de la dirección perpendicular a ella.

#### **Masa Sísmica**

$W_o = \text{Masa Sísmica (Seismic Mass)} = SW + \text{SDL combo} + SL$

#### **Escalamiento del espectro**

Los distintos reglamentos contienen provisiones para escalar los resultados del análisis dinámico a % mínimo asociado a la masa del edificio, así por ejemplo en el cuerpo principal de las Normas por sismo un mínimo asociado a la masa de la estructura, su coeficiente de ductilidad y el valor de la aceleración para el modo principal de la estructura: Con estas fuerzas escaladas se realiza el diseño de los elementos y se revisan los límites de servicio de la estructura.

En el caso del apéndice A se establece que las fuerzas más NO los desplazamientos deben escalarse para que se iguale a un valor de  $0.003 * W_o$ .

### **Agrietamiento de Secciones**

Siguiendo lo establecido en el inciso 1.4.1 se agrieta la sección de las trabes por un valor igual a 0.5g.

### **Resultados del Análisis**

Para dicho análisis se utilizó el programa ETABS, ya que es un programa que ha sido reconocido, por casi 30 años, en la industria del software para análisis y diseño estructural y por la facilidad de manejo y lectura de resultados.

Se utilizaron los parámetros para la elaboración del espectro conforme al Apéndice A del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Después de haber hecho varias corridas con distintas secciones se llegó a las ya definidas con anterioridad arrojándonos un periodos principales de

T1= 4.5 s principal dir X

T2= 3.9 s principal dirY

T3=3.2 s corresponde a modo torsional

## Tabla de Modos

A continuación se presenta la tabla donde se mencionan los 21 modos en los que la estructura fue modelada, indicando el periodo de cada modo, el porcentaje de masa utilizado en cada movimiento. Se observa que a partir del octavo modo el 90% de la masa de la estructura se esta utilizando.

Mode	Period	UX %	UY %	UZ %	Sum UX %	Sum UY %	Sum UZ %	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
1	4.54	47.92	0.06	0	47.92	0.06	0	0.07	67.24	40.74	0.07	67.24	40.74
2	3.87	0.13	78.09	0	48.05	78.15	0	96.42	0.16	0.03	96.48	67.39	40.77
3	3.18	32.22	0.08	0	80.27	78.23	0	0.11	29.47	38.27	96.60	96.86	79.04
4	1.80	0.09	6.11	0	80.36	84.34	0	0.91	0.00	3.35	97.50	96.86	82.38
5	1.78	5.98	0.03	0	86.34	84.37	0	0.00	0.62	2.32	97.50	97.48	84.70
6	1.72	0.02	3.16	0	86.36	87.53	0	0.27	0.00	2.25	97.78	97.48	86.95
7	1.00	4.81	0.16	0	91.16	87.69	0	0.02	0.65	1.19	97.80	98.14	88.14
8	0.96	0.62	2.69	0	91.78	90.38	0	0.39	0.16	1.31	98.19	98.30	89.45
9	0.93	0.10	1.91	0	91.88	92.29	0	0.31	0.07	2.41	98.50	98.37	91.86
10	0.62	0.47	0.20	0	92.35	92.49	0	0.03	0.06	1.19	98.53	98.43	93.05
11	0.60	0.39	1.30	0	92.74	93.79	0	0.22	0.08	0.00	98.75	98.51	93.05
12	0.57	1.08	0.21	0	93.82	93.99	0	0.05	0.26	0.83	98.80	98.76	93.88
13	0.49	0.48	0.01	0	94.30	94.00	0	0.00	0.13	0.10	98.80	98.90	93.98
14	0.45	0.01	1.20	0	94.30	95.20	0	0.32	0.00	0.01	99.12	98.90	93.99
15	0.43	0.54	0.02	0	94.84	95.22	0	0.01	0.14	0.61	99.12	99.03	94.61
16	0.33	1.42	0.45	0	96.27	95.67	0	0.07	0.26	0.08	99.20	99.30	94.69
17	0.33	0.51	1.39	0	96.78	97.06	0	0.25	0.09	0.08	99.45	99.39	94.76
18	0.24	0.18	1.50	0	96.95	98.56	0	0.30	0.03	0.00	99.74	99.42	94.77
19	0.23	1.66	0.16	0	98.61	98.72	0	0.03	0.33	0.01	99.77	99.75	94.78
20	0.13	0.10	1.13	0	98.71	99.85	0	0.20	0.02	0.01	99.97	99.77	94.79
21	0.12	1.20	0.08	0	99.91	99.93	0	0.02	0.22	0.09	99.99	99.98	94.87

## Revisión de Masa y Densidad

Siempre es recomendable revisar la masa de la estructura y la correspondiente densidad x m2 la cual se presenta a continuación.

Section	Element Type	Num Pieces	Total Length (cm)	Total Weight (kg)	Kg/cm	Area (m2)	Σ Kg	Kg / m2
75X100/350	Column	820	278030	5010796	18.02		534240	11.8
90X120/450	Column	480	197760	5132347	25.95			
75X75/350	Column	167	58450	790061	13.52			
T90X35/450	Beam	350	231948	1525220	6.58		1045100	23.04
T80X40/350	Beam	703	511139	3527231	6.90			
T75X35/350	Beam	537	302013	1700965	5.63			
LOSA125	Floor			12430233			12430233	274.02
AREA TOTAL						45363		

### Escalamiento de Espectros

El análisis sísmico por desplazamiento de la estructura arrojó una masa de:

$W_0 = 39,220$  Ton

Cortantes Basales

$V_x = 289$  Ton

$V_y = 317$  Ton.;

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
C 1	SEISMICMASS	Bottom	39220.18					
C 1	QXBDES	Bottom	0	283.18	19.38	25706.809	4.83E+02	7.34E+03
C 1	QYBDES	Bottom	0	18.83	311.1	16458.709	9.80E+03	4.49E+02

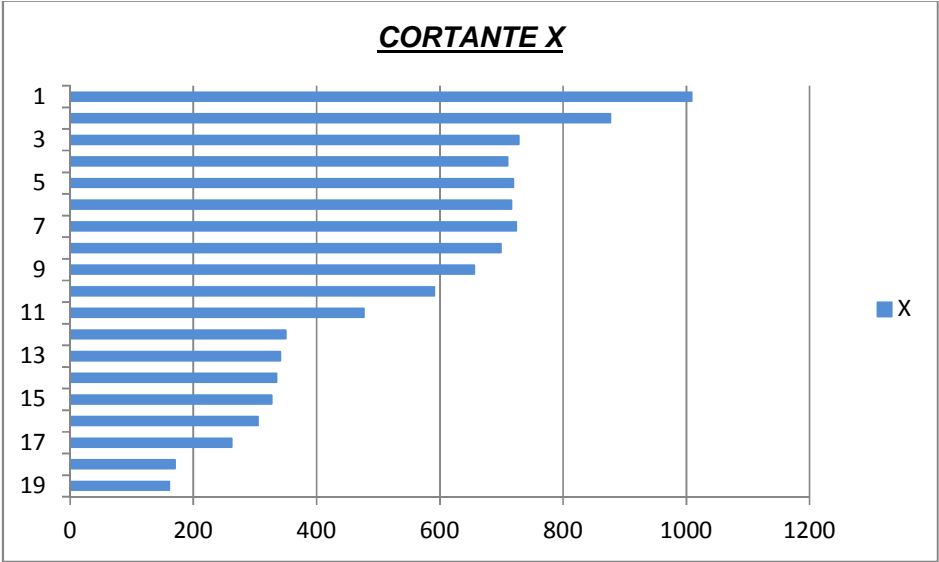
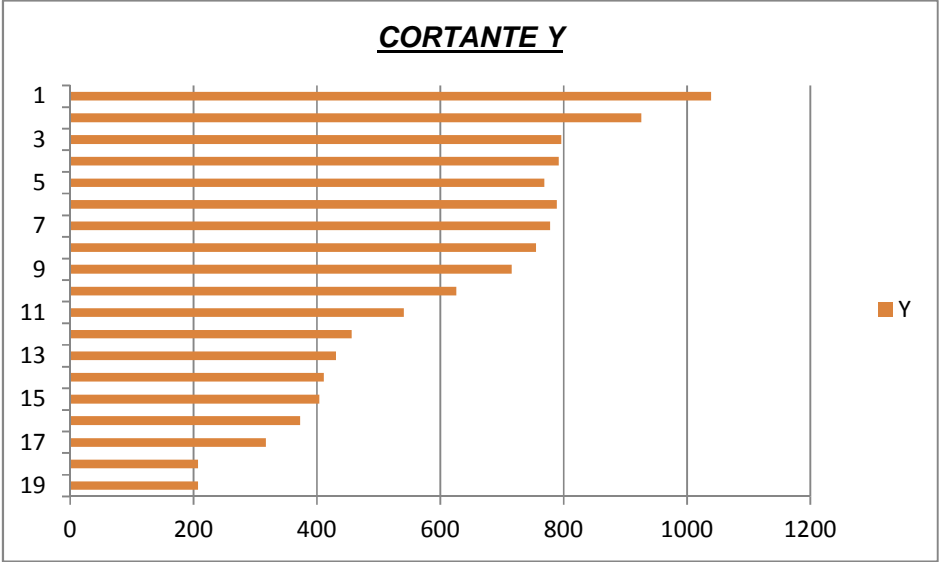
$T_s < 1$  s

$a_{min} =$	0.03
$a_{min} * W_0 =$	1177

$V_x =$	289
$V_y =$	317

$F_{incx} =$	4.07
$F_{incy} =$	3.71

dando así los siguientes factores por los cuales se amplificó el espectro sísmico  $F_x=4.07$  y  $F_y=3.71$  para obtener el espectro de diseño.



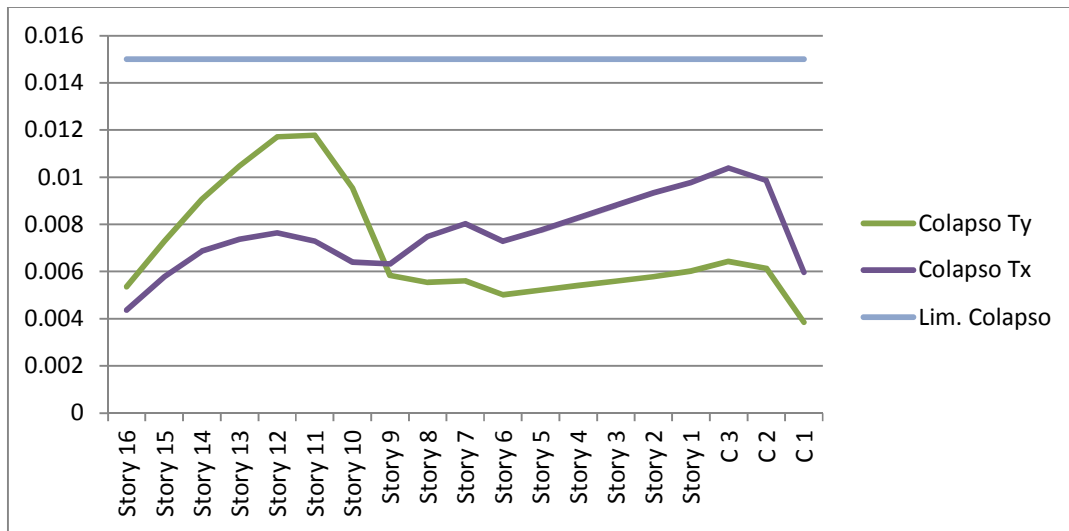


La tabla siguiente muestra los límites establecidos por deformaciones de servicio: 0.004 y deformaciones de colapso: 0.015 para una estructura Q=2 según el periodo de la estructura. A continuación se presenta los desplazamientos arrojados por el ETABS y la gráfica comparativa con los límites establecidos y como se puede apreciar en la gráfica los desplazamientos de los entrepisos están por debajo de los límites establecidos.

						<b>0.004</b>	<b>0.015</b>
						FACTOR DEFORMACIONES SERVICIO	FACTOR DEFORMACIONES COLAPSO
<b>T</b>	<b>a</b>	<b>R</b>	<b>Q'</b>	<b>Q'*IRR</b>	<b>a/R/Q'</b>	<b>Q'R/7</b>	<b>QR</b>
0.009000	0.088534	2.4	1.04	0.73	0.051	0.246	4.75
0.200000	0.200085	2.0	1.82	1.27	0.079	0.363	4.00
0.407000	0.186785	2.0	1.82	1.27	0.073	0.363	4.00
0.614000	0.253301	2.0	1.82	1.27	0.100	0.363	4.00
0.821000	0.190710	2.0	1.82	1.27	0.075	0.363	4.00
1.005000	0.184965	2.0	1.82	1.27	0.073	0.363	4.00
1.212000	0.181760	2.0	1.82	1.27	0.071	0.363	4.00
1.350000	0.181627	2.0	1.82	1.27	0.071	0.363	4.00
1.606660	0.128008	2.0	2.48	1.73	0.037	0.495	4.00
1.863320	0.095714	2.0	2.37	1.66	0.029	0.474	4.00
2.376640	0.059975	2.0	2.24	1.57	0.019	0.448	4.00
2.633300	0.049212	2.0	2.20	1.54	0.016	0.440	4.00
3.274950	0.032266	2.0	2.13	1.49	0.011	0.427	4.00
3.403280	0.029954	2.0	2.12	1.49	0.010	0.425	4.00
4.044930	0.021473	2.0	2.09	1.46	0.007	0.418	4.00
4.173260	0.020224	2.0	2.08	1.46	0.007	0.417	4.00
4.814910	0.015396	2.0	2.06	1.44	0.005	0.413	4.00
5.199900	0.013326	2.0	2.05	1.44	0.005	0.411	4.00
5.456560	0.012169	2.0	2.05	1.43	0.004	0.410	4.00

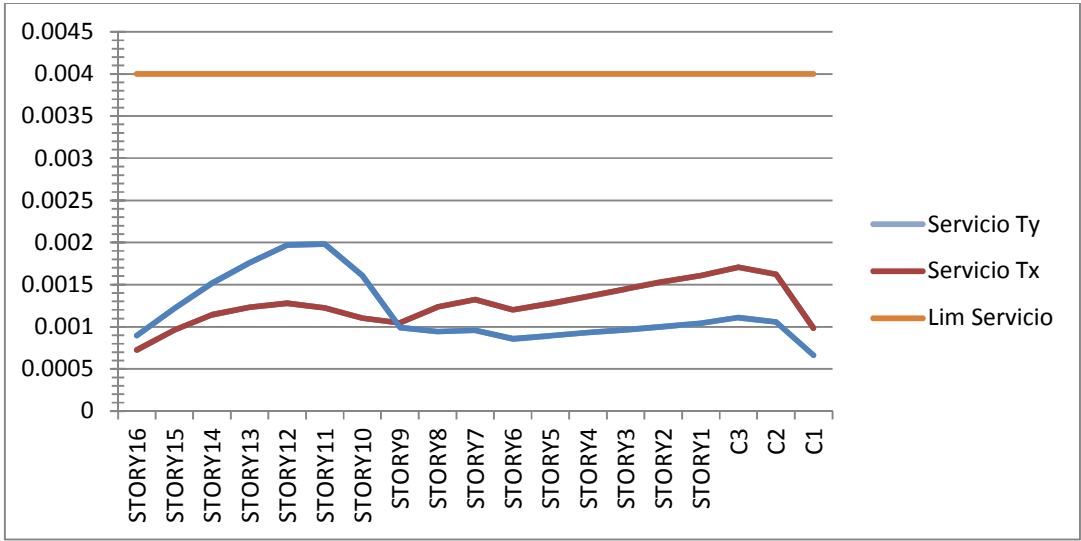
- Deformaciones de Colapso

							<b>0.015</b>	<b>0.015</b>
							FACTOR DEFORMACIONES COLAPSO	FACTOR DEFORMACIONES COLAPSO
STORY	QXDESP	QYDESP	QYDESP	QXDESP	Qx+ 0.3Qy	Qy+ 0.3Qx	T X	TY
STORY16	0.0009	0.000634	0.001217	0.000407	0.0010902	0.0013391	0.0044	0.0054
STORY15	0.001196	0.000831	0.001655	0.000559	0.0014453	0.0018227	0.0058	0.0073
STORY14	0.001424	0.000976	0.002055	0.000702	0.0017168	0.0022656	0.0069	0.0091
STORY13	0.001517	0.00108	0.002379	0.000811	0.001841	0.0026223	0.0074	0.0105
STORY12	0.001551	0.001199	0.002658	0.000906	0.0019107	0.0029298	0.0076	0.0117
STORY11	0.001462	0.001199	0.002665	0.000931	0.0018217	0.0029443	0.0073	0.0118
STORY10	0.001324	0.000926	0.002138	0.000812	0.0016018	0.0023816	0.0064	0.0095
STORY9	0.001372	0.00069	0.001195	0.000873	0.001579	0.0014569	0.0063	0.0058
STORY8	0.001681	0.000638	0.001132	0.000845	0.0018724	0.0013855	0.0075	0.0055
STORY7	0.001746	0.000873	0.001181	0.000742	0.0020079	0.0014036	0.0080	0.0056
STORY6	0.001584	0.000791	0.001065	0.000633	0.0018213	0.0012549	0.0073	0.0050
STORY5	0.00168	0.000858	0.001106	0.000656	0.0019374	0.0013028	0.0077	0.0052
STORY4	0.001784	0.000948	0.001148	0.000683	0.0020684	0.0013529	0.0083	0.0054
STORY3	0.001889	0.001044	0.001186	0.000707	0.0022022	0.0013981	0.0088	0.0056
STORY2	0.001992	0.001136	0.001225	0.00073	0.0023328	0.001444	0.0093	0.0058
STORY1	0.002082	0.001205	0.001274	0.000765	0.0024435	0.0015035	0.0098	0.0060
C 3	0.002218	0.001268	0.001355	0.000836	0.0025984	0.0016058	0.0104	0.0064
C 2	0.002109	0.001185	0.001291	0.000815	0.0024645	0.0015355	0.0099	0.0061
C 1	0.001279	0.000704	0.000813	0.000498	0.0014902	0.0009624	0.0060	0.0038



- Deformaciones de Servicio

STORY	QXDESP	QYDESP	QYDESP	QXDESP	Qx+ 0.3Qy	Qy+ 0.3Qx	0.004	0.004
							FACTOR DEFORMACIONES SERVICIO	FACTOR DEFORMACIONES SERVICIO
							T X	TY
STORY16	0.000598	0.00042	0.000814	0.000271	0.000724	0.0008953	0.0007	0.0009
STORY15	0.000796	0.000551	0.001107	0.000372	0.0009613	0.0012186	0.0010	0.0012
STORY14	0.00095	0.000647	0.001376	0.000467	0.0011441	0.0015161	0.0011	0.0015
STORY13	0.001015	0.000715	0.001596	0.00054	0.0012295	0.001758	0.0012	0.0018
STORY12	0.001041	0.000795	0.001788	0.000604	0.0012795	0.0019692	0.0013	0.0020
STORY11	0.000985	0.000796	0.001796	0.000622	0.0012238	0.0019826	0.0012	0.0020
STORY10	0.000917	0.000619	0.001446	0.000542	0.0011027	0.0016086	0.0011	0.0016
STORY9	0.000905	0.000469	0.000816	0.000584	0.0010457	0.0009912	0.0010	0.0010
STORY8	0.001107	0.000431	0.000775	0.000564	0.0012363	0.0009442	0.0012	0.0009
STORY7	0.001148	0.000589	0.000809	0.000494	0.0013247	0.0009572	0.0013	0.0010
STORY6	0.00104	0.000535	0.000733	0.000422	0.0012005	0.0008596	0.0012	0.0009
STORY5	0.001103	0.000579	0.000763	0.000437	0.0012767	0.0008941	0.0013	0.0009
STORY4	0.00117	0.000639	0.000795	0.000456	0.0013617	0.0009318	0.0014	0.0009
STORY3	0.001237	0.000702	0.000825	0.000473	0.0014476	0.0009669	0.0014	0.0010
STORY2	0.001305	0.000762	0.000855	0.00049	0.0015336	0.001002	0.0015	0.0010
STORY1	0.001364	0.000808	0.000889	0.000513	0.0016064	0.0010429	0.0016	0.0010
C3	0.001454	0.00085	0.000941	0.00056	0.001709	0.001109	0.0017	0.0011
C2	0.001385	0.000794	0.000893	0.000547	0.0016232	0.0010571	0.0016	0.0011
C1	0.000841	0.000473	0.000561	0.000335	0.0009829	0.0006615	0.0010	0.0007



## **VI. DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL**

## VI. DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL

Conforme a la sección 7.2 del RCDF para estructuras de marcos dúctiles, se revisaron los elementos estructurales para su armado. Se hicieron los cálculos utilizando el programa de Excel con las fórmulas que marcaba el reglamento, dando los siguientes armados.

### VI.1 Cimentación

A continuación se muestra una tabla obtenida por el ETABS donde muestra las cargas que soportaría la cimentación, únicamente en los puntos donde se desplanta el edificio. Como se puede ver en la tabla la combinación uno es la que rige. Según las gráficas anteriores obtenidas de las capacidades de las pilas, se obtienen las siguientes medidas de diámetros a una profundidad de desplante de - 41 m, 38.5 m. (F- 28- Planta de Pilas, F- 29 Armado de Pilas).

<i>Point</i>	<i>Load</i>	<i>FZ (TON)</i>	<i>D. PILAS (TON)</i>	<i>PROF. DE DESPLANTE</i>	<i>F'c</i>	<i>CAPACIDAD DE PILAS (TON)</i>
39	COMB1	1319	1.4	-36	300	1,354
42	COMB1	1446	1.4	-38.5	300	1,964
43	COMB1	1534	1.4	-38.5	300	1,964
44	COMB1	1427	1.4	-38.5	300	1,964
45	COMB1	1409	1.4	-38.5	300	1,964
46	COMB1	1336	1.4	-36	300	1,354
52	COMB1	2306	1.4	-38.5	400	2,619
53	COMB1	2481	1.4	-38.5	400	2,619
54	COMB1	2271	1.4	-38.5	350	2,292
55	COMB1	1522	1.4	-38.5	300	1,964
56	COMB1	1642	1.4	-38.5	300	1,964
57	COMB1	1541	1.4	-38.5	300	1,964
65	COMB1	2385	1.4	-38.5	400	2,619
66	COMB1	2565	1.4	-38.5	400	2,619
67	COMB1	2340	1.4	-38.5	400	2,619
68	COMB1	1551	1.4	-38.5	300	1,964
69	COMB1	1675	1.4	-38.5	300	1,964
70	COMB1	1558	1.4	-38.5	300	1,964
78	COMB1	2390	1.4	-38.5	400	2,619
79	COMB1	2581	1.4	-38.5	400	2,619
80	COMB1	2560	1.4	-38.5	400	2,619
81	COMB1	1757	1.4	-38.5	300	1,964

<i>Point</i>	<i>Load</i>	<i>FZ (TON)</i>	<i>D. PILAS (TON)</i>	<i>PROF. DE DESPLANTE</i>	<i>F'c</i>	<i>CAPACIDAD DE PILAS (TON)</i>
82	COMB1	1921	1.4	-38.5	300	1,964
83	COMB1	1977	1.4	-38.5	350	2,292
87	COMB1	2401	1.4	-38.5	400	2,619
88	COMB1	2593	1.4	-38.5	400	2,619
89	COMB1	2501	1.4	-38.5	400	2,619
90	COMB1	1781	1.4	-38.5	300	1,964
91	COMB1	1945	1.4	-38.5	300	1,964
92	COMB1	1955	1.4	-38.5	300	1,964
96	COMB1	2317	1.4	-38.5	400	2,619
97	COMB1	2503	1.4	-38.5	400	2,619
98	COMB1	2413	1.4	-38.5	400	2,619
99	COMB1	1729	1.4	-38.5	300	1,964
100	COMB1	1887	1.4	-38.5	300	1,964
101	COMB1	1896	1.4	-38.5	300	1,964
108	COMB1	1850	1.4	-38.5	300	1,964
109	COMB1	1951	1.4	-38.5	300	1,964
110	COMB1	1897	1.4	-38.5	300	1,964
111	COMB1	1861	1.4	-38.5	300	1,964
112	COMB1	1951	1.4	-38.5	300	1,964
113	COMB1	1897	1.4	-38.5	300	1,964
114	COMB1	1862	1.4	-38.5	300	1,964
115	COMB1	1952	1.4	-38.5	300	1,964
116	COMB1	1899	1.4	-38.5	300	1,964
117	COMB1	1886	1.4	-38.5	300	1,964
118	COMB1	1989	1.4	-38.5	350	2,292
119	COMB1	1934	1.4	-38.5	300	1,964

Dichas pilas se ubicarán a partir del sótano seis ubicado en nivel -22.3 m, quedando las pilas de 13.7 m y 16.2 m. (Ver figura F-30 Losa de Cimentación)

Se obtuvieron los armados de las pilas a través de las áreas de acero que se requería por pila conforme al reglamento (1%) y se hicieron los cálculos utilizando el programa de Excel con las fórmulas que marcaba dicha fuente, dando los siguientes armados, tales como, # de varillas, separaciones de estribos en la zona confinada y central y cantidades. (Ver figura F- 29 Armado de Pilas). Las zonas sombreadas de azul son las separaciones que se utilizan, redondeando la separación mayor a 15 cm.

<b>Refuerzo Longitudinal</b>				
<b>D. PILA</b>	<b>140</b>	<b>140</b>	<b>140</b>	<b>140</b>
<b>Cant. varillas=</b>	24	24	24	24
<b># Varilla</b>	8	8	8	8
<b>r=</b>	7	7	7	7
<b>n.d.p.</b>	-36	-38.5	-38.5	-38.5
<b>As (cm2)</b>	121.55	121.55	121.55	121.55
<b>Ag (cm2)</b>	15394	15394	15394	15394
<b>Ac</b>	15,380	15,380	15,380	15,380
<b>f'c</b>	300	300	350	400
<b>P</b>	1%	1%	1%	1%

<b>Separación de estribos transversales</b>												
<b>Columna (cm)</b>		<b># Varilla Long.</b>	<b># Varilla Estr.</b>	<b>s1 ≤</b>			<b>s2 ≤</b>			<b>s1 ≤</b>		
<b>Diametro</b>	<b>H</b>			<b>bmin/4 (cm)</b>	<b>6 db long. (cm)</b>	<b>10 (cm)</b>	<b><math>\frac{850 db}{Long./(f_y)^{(1/2)}} (cm)</math></b>	<b>48 db estribo (cm)</b>	<b>b min /2 (cm)</b>	<b>bmin/4 (cm)</b>	<b>6db (cm)</b>	<b>10 (cm)</b>
140	1370	8	4	35	30	10	17	61	70	35	8	10
140	350	8	4	35	30	10	17	61	70	35	8	10
140	360	8	4	35	30	10	17	61	70	35	8	10
140	460	8	4	35	30	10	17	61	70	35	8	10
140	350	8	4	35	30	10	17	61	70	35	8	10

<b>Pila (cm)</b>		<b>Zona de confinamiento ≥</b>				<b>Zona Central</b>			
<b>Diametro</b>	<b>H</b>	<b>bmax (cm)</b>	<b>H/6. (cm)</b>	<b>60 (cm)</b>	<b>Cant. de varillas Estribos</b>	<b>(cm)</b>	<b>Cant. de varillas Estribos</b>	<b># Varilla</b>	<b>Total Estribos</b>
140	1370	140	228	60	28	1090	73	4	101
140	1370	140	228	60	28	1090	73	4	101
140	1370	140	228	60	28	1090	73	4	101
140	1370	140	228	60	28	1090	73	4	101
140	1370	140	228	60	28	1090	73	4	101



### VI.2 Subestructura

Para la subestructura que comprende los seis sótanos, el sistema de piso se propone de losa maciza de concreto postensada de 25 cm de espesor con un  $f'_c = 300 \text{ kg/m}^2$  para la crujía tipo de 8.00 x 9.50 m. (Ver figura F-31 Detalle Losa Tipo, capiteles, cortes y detalles) y columnas 90 x 120 cm con un  $f'_c = 450 \text{ Kg/m}^2$ .

### VI.3 Superestructura

El sistema resistente de la súper estructura que consiste de 19 niveles, 3 comerciales y 16 de departamentos, está formado por columnas y trabes rectangulares de concreto armado que van desde columnas de 0.90 x 1.20 m  $f'_c: 450 \text{ kg/m}^2$  en la zona comercial; y de 0.75 x 1.00 m con un  $f'_c: 350 \text{ kg/cm}^2$  en los primeros nueve niveles de departamentos y los ejes 25,J; 25,I; 24,J; 24,I; 23,K;J;I hasta el nivel 13 y de 0.75 x 0.75 m con un  $f'_c: 350 \text{ kg/cm}^2$  desde el nivel siete excepto los siguientes ejes: 25,J; 25,I; 24,J; 24,I; 23,K;J;I.. El sistema de piso está formado por losa de concreto con un sistema prefabricado a base de viga tubular pretensada con casetón de polietileno con un espesor equivalente de masa de 12.5 cm de espesor.

Para los cálculos de armados de estas secciones se utilizó la sección 7.2 de Marcos Dúctiles del RCDF, utilizando las formulas siguientes que indican el área de acero, tanto longitudinal como transversal, mínimo y máximo en trabes como columnas para verificar que nuestros resultados estén dentro de estos rangos. Las siguientes tablas muestran dichas comparativas.

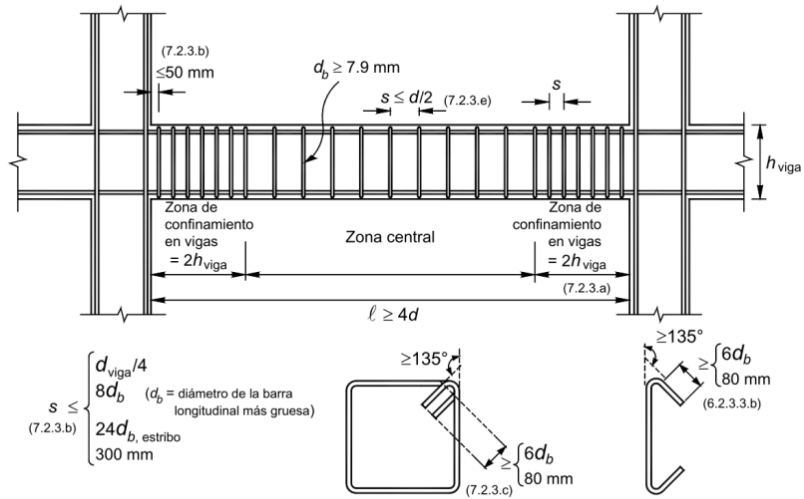
Para trabes se utilizó lo siguiente:

- Refuerzo longitudinal

$$\left( A_{s,min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b d \right) \text{ Ec. 2.2}$$

$$A_{s,max} \left( \frac{f'_c}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} b d \right) \text{ Ec. 2.3}$$

## Refuerzo Transversal

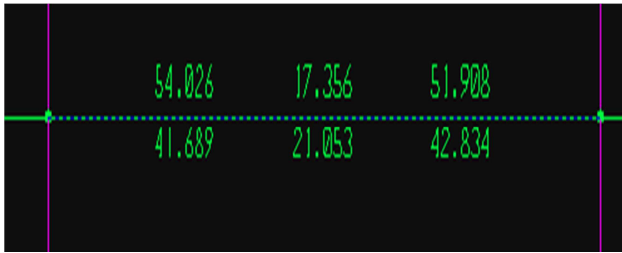


**Figura 7.1** Detallado de elementos a flexión de marcos dúctiles

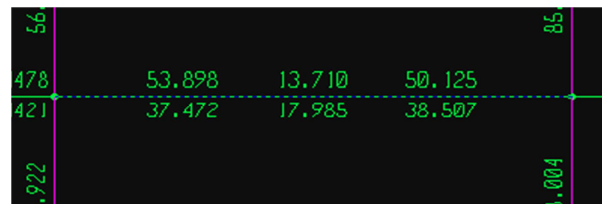
## TRABES

Para el cálculo del refuerzo longitudinal en trabes se tomaron las áreas críticas arrojadas ( $A_s \text{ top}$ ,  $A_s \text{ bot}$ ) por el análisis dinámico con las secciones propuestas dando los siguientes resultados para el armado. Las siguientes figuras muestran las áreas de acero necesarias para las trabes críticas de la estructura.

T- 90 cm x 35 cm, L= 900 cm



T- 75 cm x 35 cm, L= 900 cm



Debido a que las trabes rebasan la dimensión transversal límite por reglamento,  $h=700$  mm, del elemento, paralela a la fuerza cortante se tuvo que afectar el cortante que resiste el concreto por el factor marcado en la fórmula 2.18. La tabla siguiente marca los resultados.

Fórmula para obtener el factor por el cual se tendrá que multiplicar  $V_{cr}$ :

$$1 - 0.0004 (h - 700) \quad (2.18)$$

En vigas con relación claro a peralte total,  $L/h$ , no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto se calculará con las ecuaciones siguientes:

Si  $p < 0.015$

$$V_{cr} = 0.3F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f_c^*} \quad (2.19)$$

$$\left( V_{cr} = F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f_c^*} \right)$$

Si  $p \geq 0.015$

$$V_{cr} = 0.16F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad (2.20)$$

$$\left( V_{cr} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

Debido a que todas nuestras trabes propuestas sobrepasan la relación L/h la fuerza cortante se afecta por el factor antes descrito y debido a que el porcentaje del acero es menor a 15 el cortante que toma el concreto se calcula con la ecuación 2.19 antes descrita.

TRABES				L/h > 5		$V_{cr} (Ton) = FR bd (0.2 + 20p) \sqrt{f^*c} < V_u$		
L (cm)	b	d	h	9 m	8.5 m	$V_{cr}$ (Ton)	Factor 1- $0.0004(h-70)$	si $h > 700$ mm $V_{cr} * factor$ (Ton)
850	35	85	90	9		25	0.92	23
900	35	85	90		9.	25	0.92	23
850	35	70	75	11		17	0.98	17
900	35	70	75		12	15	0.98	15

A continuación se presenta el cálculo correspondiente a las áreas de acero que arroja el análisis. En la siguiente tabla se proponen las varillas longitudinales y bastones que cubren esas áreas críticas (Ver F-32, F-33 Armado de Trabes) y se compara con las áreas mínimas y máximas que marca las Normas Técnicas Complementarias. Como se puede ver en la siguiente tabla estamos dentro de los límites, (Sección 7.2 NTCDF). El área que nos arrojó el programa para cada trabe nos la indica la siguiente tabla:

TRABES				LONGITUDINAL			
L (cm)	b (cm)	d (cm)	h (cm)	$A_{s min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s top}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{bot}$ (cm <sup>2</sup> )
900	35	85	90	10.52	75.82	54.26	41.68
850	35	70	75	8.66	62.44	33.38	37.47

Con las áreas anteriores se calculó, respetando lo que indica el Capítulo 7.2 de las NTCDF, la cantidad de varillas longitudinales requerida por trabe, quedando el armado de la siguiente manera.

<b><i>Refuerzo Longitudinal</i></b>								
<b>VIGA</b>	<b>L</b>	<b>COMB</b>	<b>Lecho Superior</b>		<b>AS top</b>	<b>Lecho Inferior</b>		<b>AS bot</b>
			<b>#Varilla</b>	<b>No. Varillas</b>		<b>#Varilla</b>	<b>No. Varillas</b>	
T90X35/450	900	COMB9A	10	7	55.57	10	5	41.68
T75X35/350	900	COMB5A	10	7	31.67	10	5	37.47

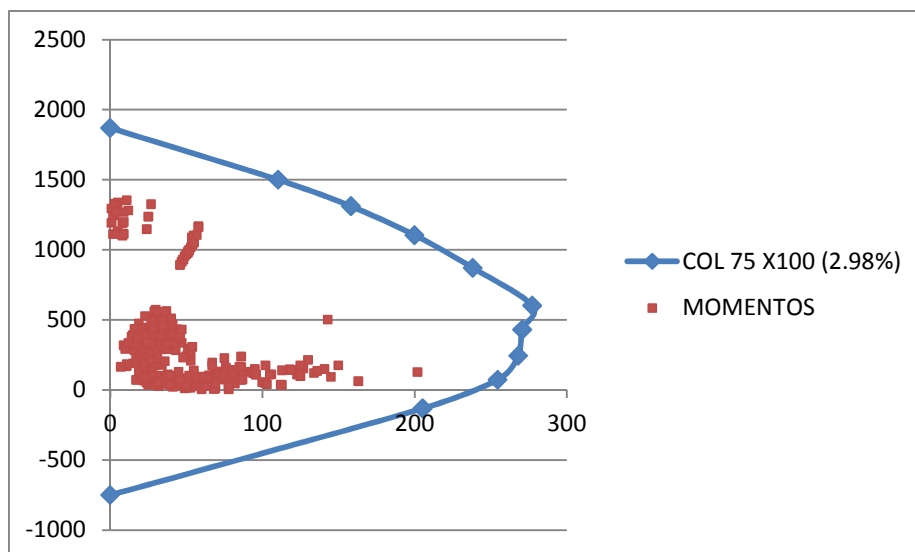
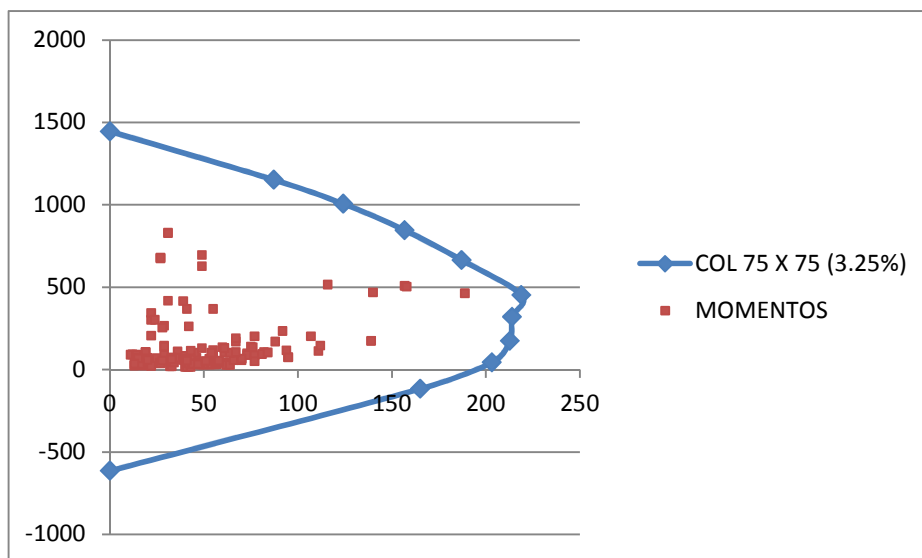
Para el refuerzo transversal se elaboró dicha tabla con el área de acero transversal para las cantidades y separaciones de estribos conforme al Capítulo 7.2 de las Normas Técnicas Complementarias del D.F.

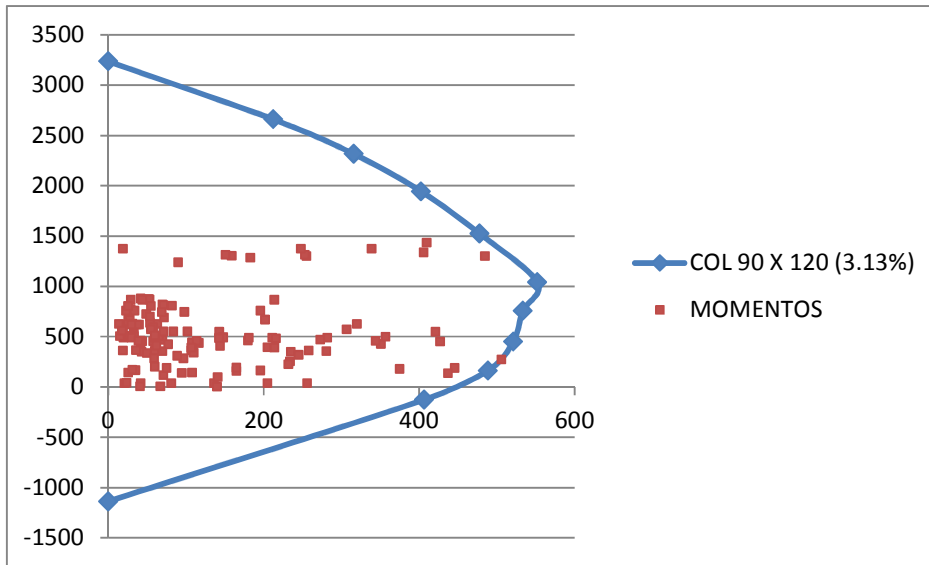
<b><i>Refuerzo transversal</i></b>								
<b>L (cm)</b>	<b>b (cm)</b>	<b>d (cm)</b>	<b>h (cm)</b>	<b><math>s_{min}</math> (cm) <math>\leq</math></b>	<b>As transv *(cm 2)</b>	<b>Zona de Conf. (cm)</b>	<b><math>s_{max} \leq</math></b>	<b>Total Estribos</b>
				<b><math>\frac{d}{viga/4}</math></b>		<b>2hviga</b>	<b><math>\frac{d}{2}</math> (cm)</b>	
850	45	85	90	21	0.1192	180	43	35
900	45	85	90	21	0.1192	180	43	36
850	35	70	75	18	0.1447	150	35	44
900	35	70	75	18	0.1447	150	35	46

Los datos sombreados en azul son los que tomamos para las distancias requeridas por el RCDF. (Ver F- 32, F-33 Armado de Trabes).

### COLUMNAS

Se graficaron las curvas de interacción de las secciones mas armadas como envolvente y se puede ver en las siguientes graficas que todas las columnas del modelo no pasan dicha envolvente.





Para el cálculo del armado en las columnas se basó en el capítulo 7.3 de las NTCDF a fin de calcular el refuerzo longitudinal el cual propone los armados a fin de que la cuantía del acero no sea menor al 1% ni mayor al 4%, cumpliendo con la sección 7.3.3 de las NTCDF, y las distancias entre varillas longitudinales no sean mayores a 15 cm. A continuación la siguiente tabla muestra los resultados que arrojó este cálculo hecho en Excel. (Ver F-34, F-35, F-36 Armado de Columnas)

Refuerzo Transversal y longitudinal

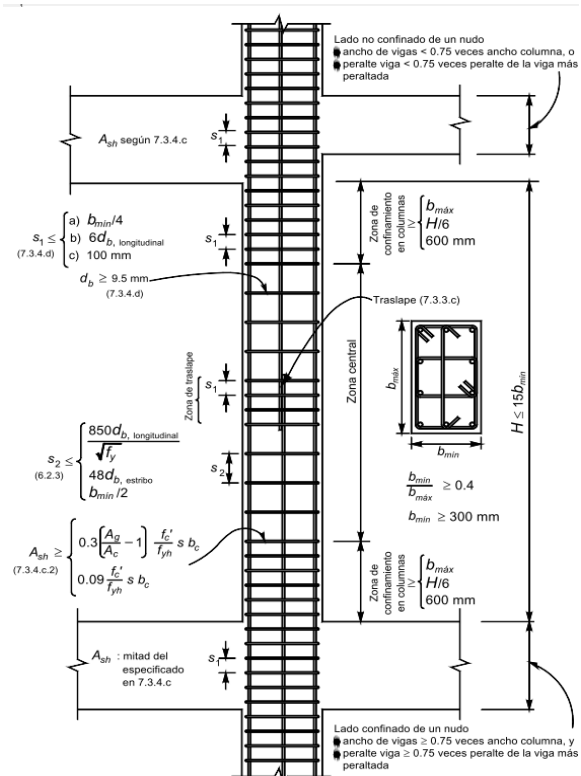


Figura 7.3 Detallado de elementos a flexocompresión de marcos dúctiles

En cuanto al refuerzo transversal se cálculo según el Capítulo 7.3.4 de las NTCDF. En la siguiente tabla se muestran las separaciones entre estribos y las cantidades de los mismos. (Ver F-34, F-35, F-36 Armado de Columnas)

Las áreas mínimas del acero para estribos y grapas se calcularon con las siguientes fórmulas.

$$0.3 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yh}} s b_c \quad (7.3)$$

$$0.09 \frac{f_c'}{f_{yh}} s b_c \quad (7.4)$$

bmin (m)	bmax (m)	r (m)	ARMADO		Cantidad	As (cm2) Long.	Ag (cm2)	P Cuantía de acero long.	Ac (cm2)
0.75	0.75	0.05	# VARILLA LONG.	10	8	63.51	5625	1%	4225
0.75	1	0.05	# VARILLA LONG.	10	12	95.26	7500	1%	5850
0.9	1.2	0.05	# VARILLA LONG.	10	18	142.89	10800	1%	8800

Ubicación de estribos transversales														
Columna (cm)			Zona de confinamiento ≥				Requisitos Geométricos						Ash (cm2)	
bmin	bmax	H	bmax (cm)	H/6. (cm)	60 (cm)	Total Estribos	As total (cm)	f'c	H/bmin ≤ 15	Ag (cm)	Pu (Ton)	Ag > Pu / 0.5 f'c		
75	75	350	75	58	60	28	35.87	400	5	5625	-402.74	-2014	9.23	8.36
75	100	350	100	58	60	30	37.98	400	5	7500	-1473.4	-7367	7.86	11.57
90	120	600	120	100	60	48	60.77	450	7	10800	-1765.1	-7845	8.77	15.91
90	120	300	90	50	60	26	32.92	500	3	13500	-2322.9	-9292	8.80	22.50
90	120	360	120	60	60	34	43.05	500	4	13500	-1927.4	-7710	8.80	22.50
90	120	460	120	77	60	41	51.49	500	5	13500	-1846.2	-7385	0.88	2.25

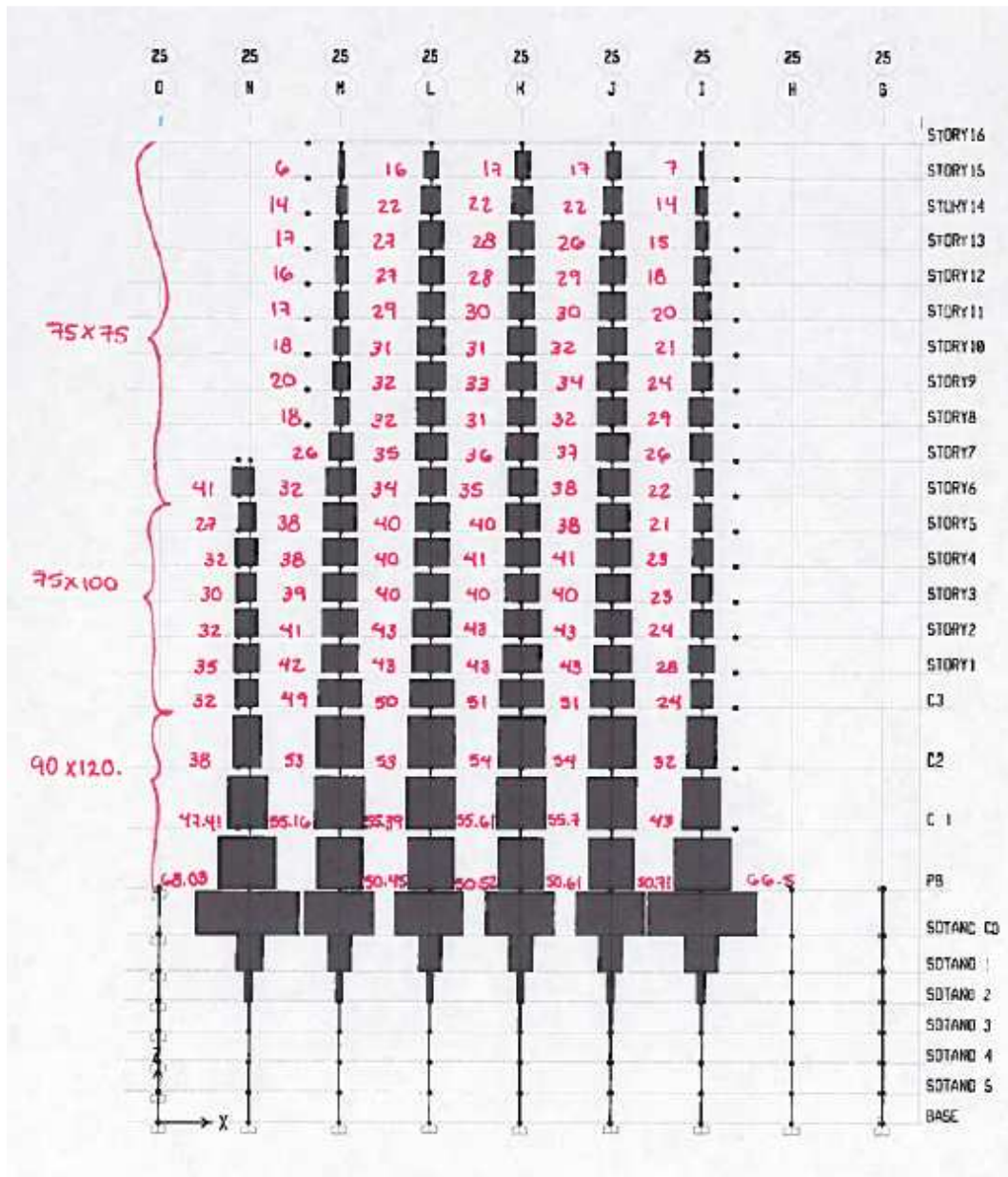


<b>Separación de estribos transversales</b>									
<b>Columna (cm)</b>			<b># Varilla Long.</b>	<b># Varilla Estr.</b>	<b>s2 ≤</b>		<b>s1 ≤</b>		
<b>bmin</b>	<b>bmax</b>	<b>H</b>			<b>48 db estribo (cm)</b>	<b>bmin /2 (cm)</b>	<b>bmin/4 (cm)</b>	<b>6db (cm)</b>	<b>10 (cm)</b>
75	75	350	10	4	61	38	19	8	10
75	100	350	10	4	61	38	19	8	10
90	120	600	10	4	61	45	23	8	10
90	120	300	10	4	61	45	23	8	10
90	120	360	10	4	61	45	23	8	10
90	120	460	10	4	61	45	23	8	10

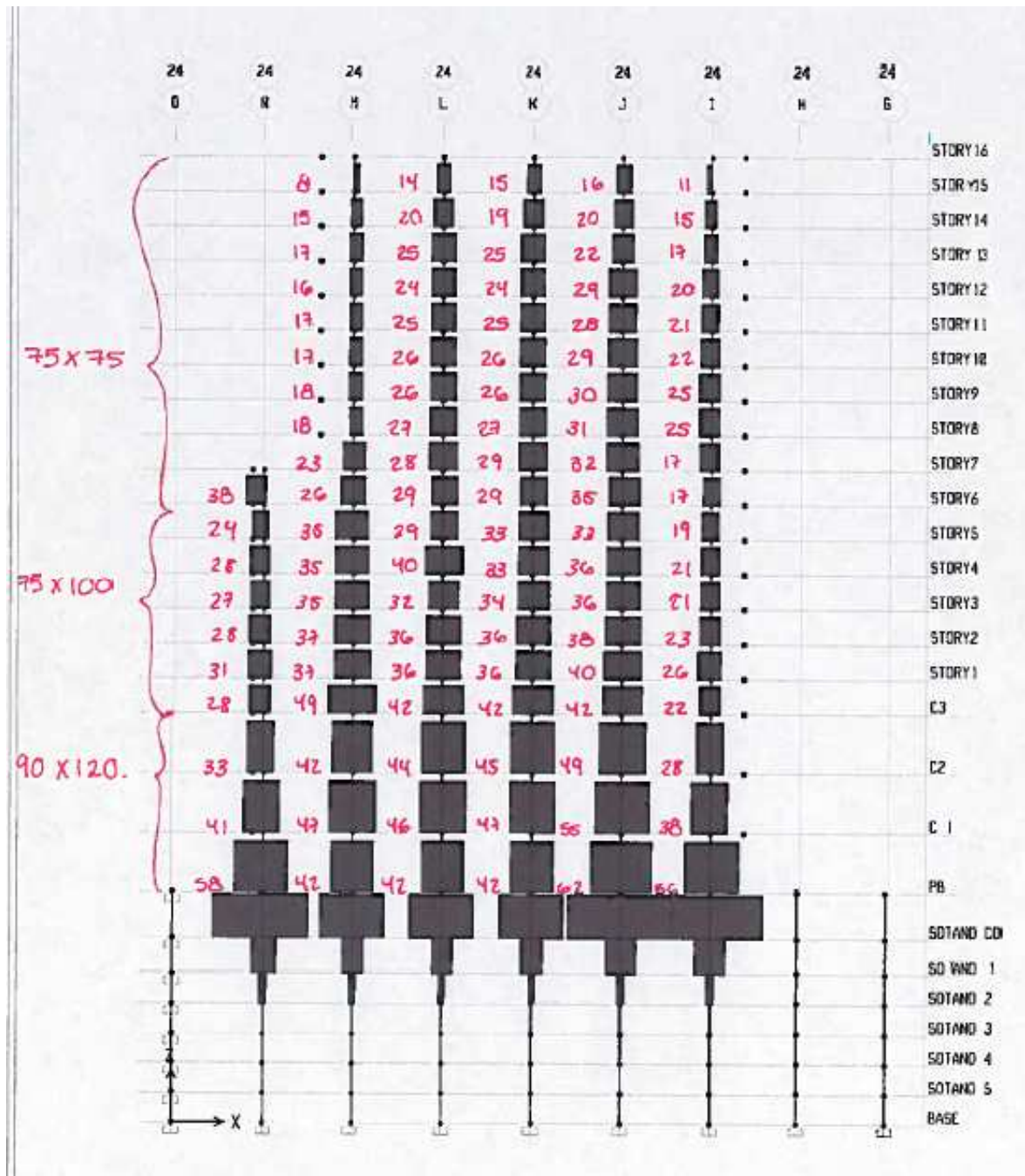
Los datos sombreados en azul son las dimensiones tomadas para las separaciones de estribos y zonas confinadas requeridas por las NTCDF.

A continuación se presentan las gráficas de cortante máximo de las columnas por eje.

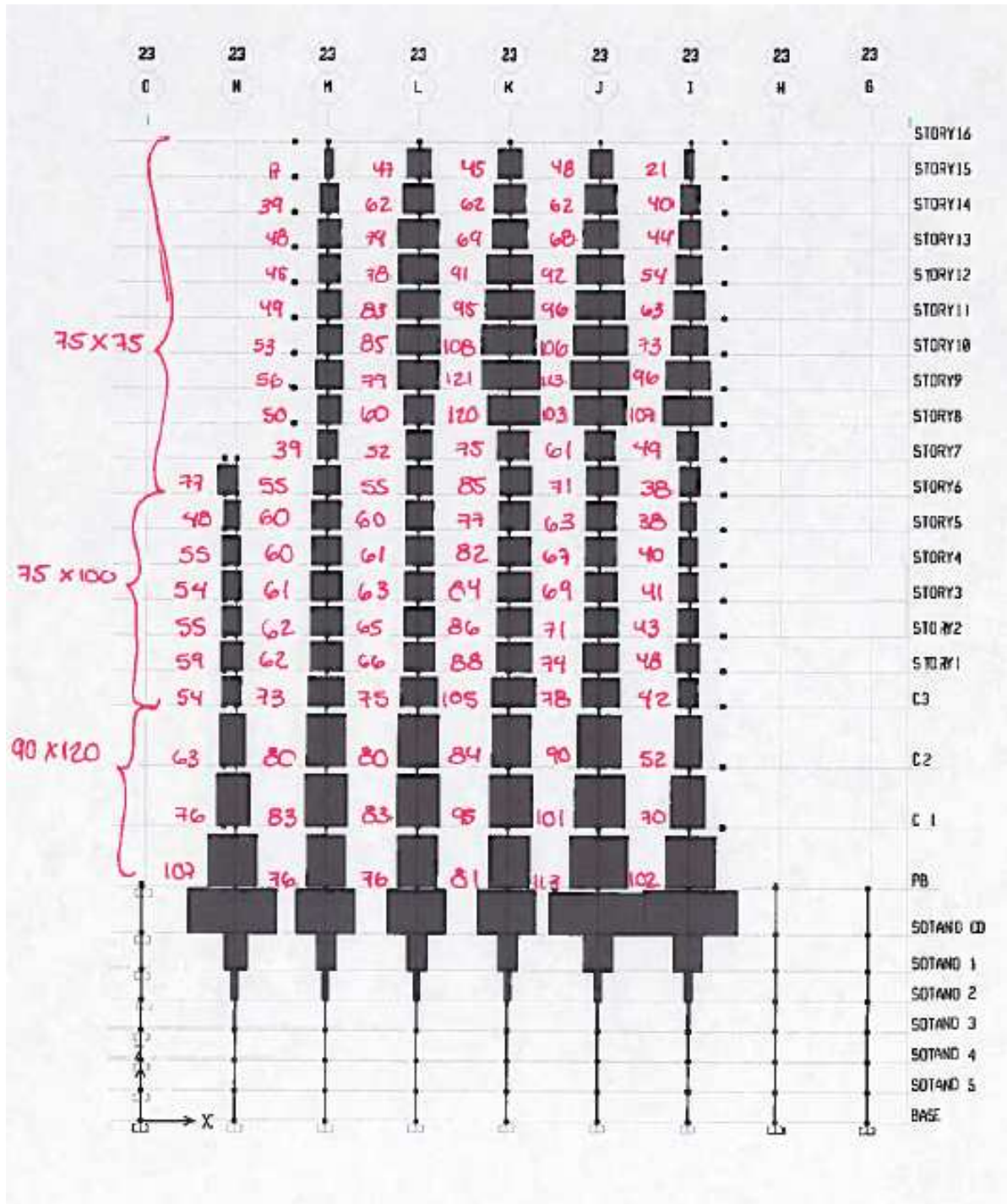
EJE 25



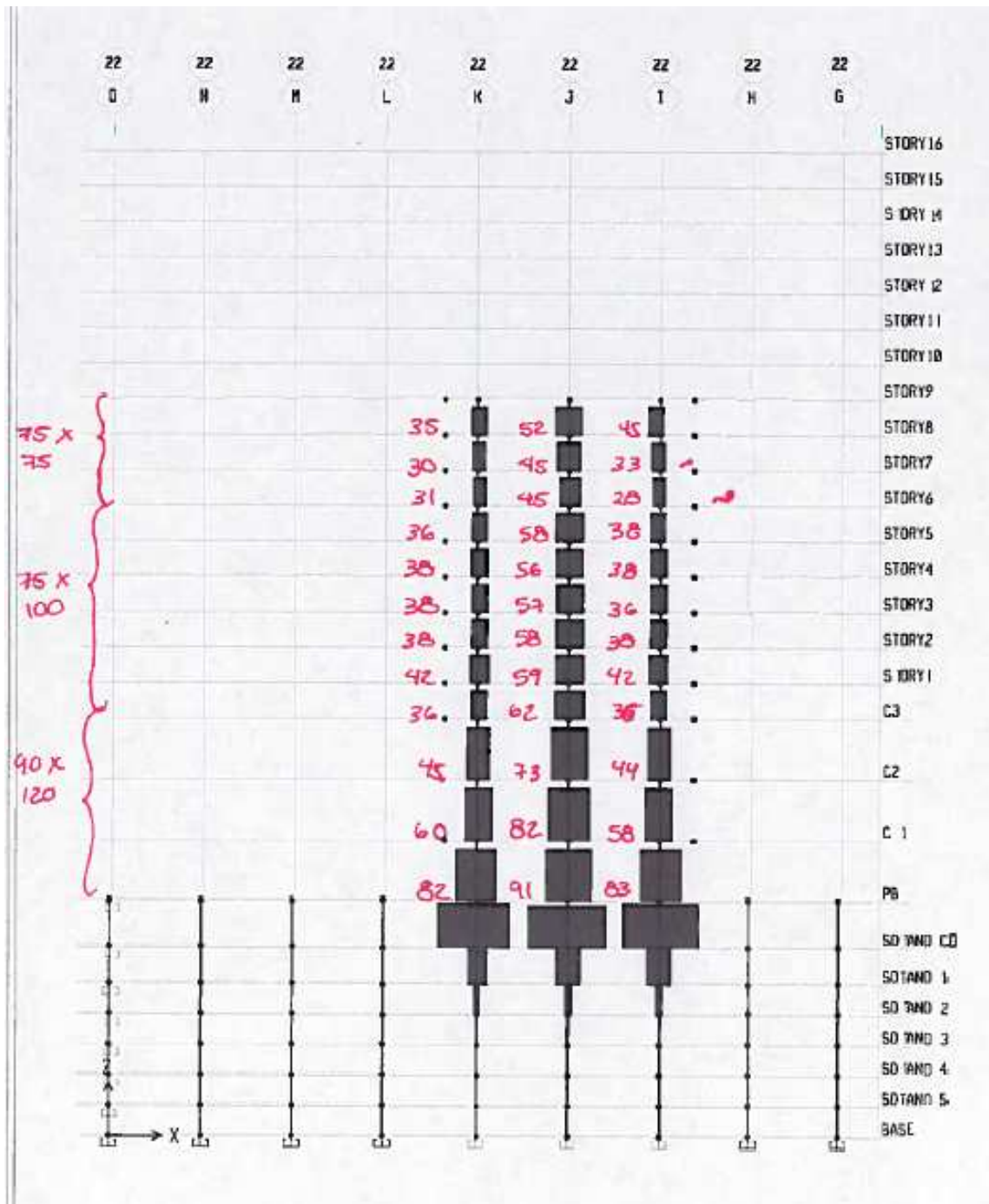
EJE 24



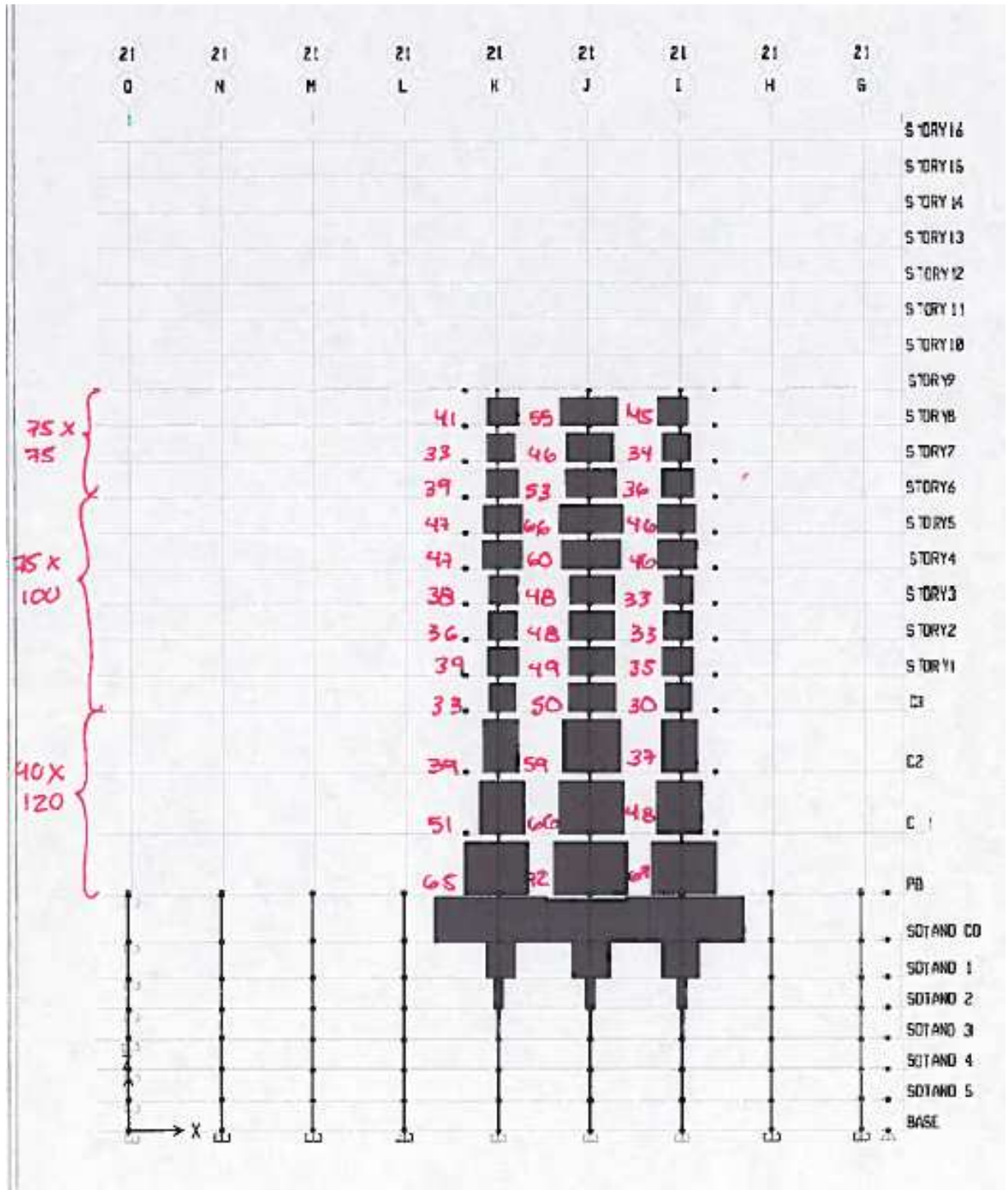
EJE 23



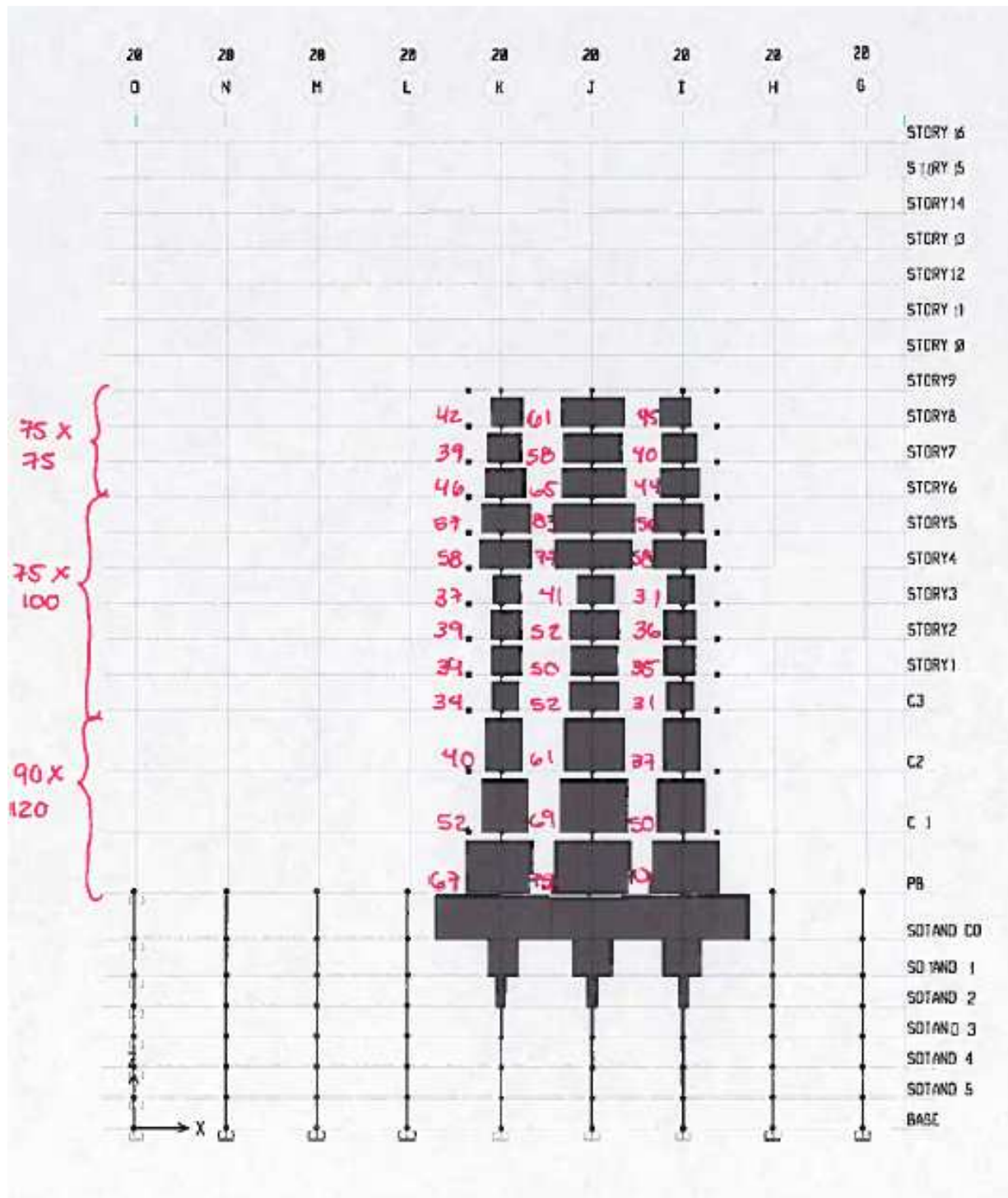
EJE 22



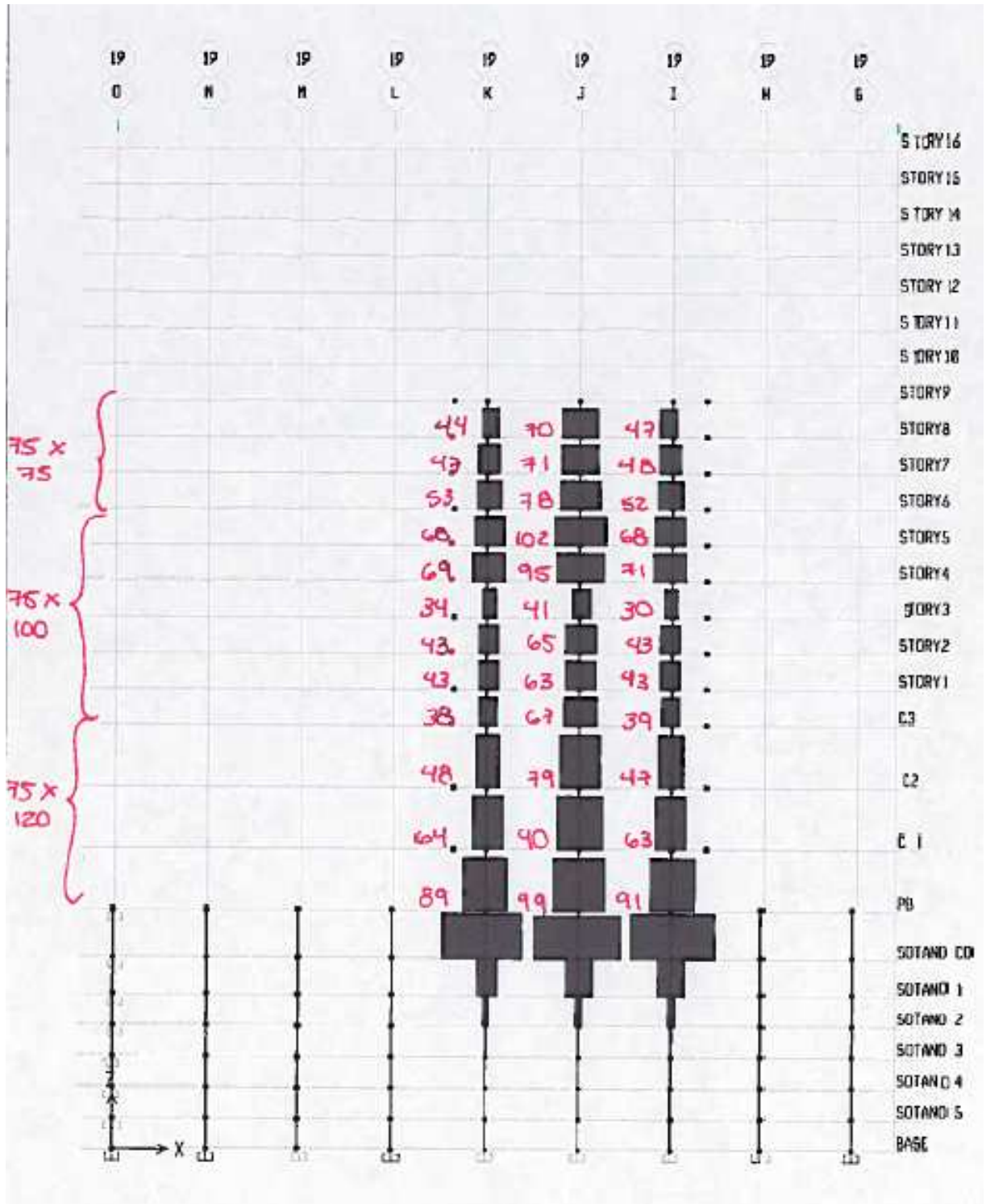
EJE 21



EJE 20

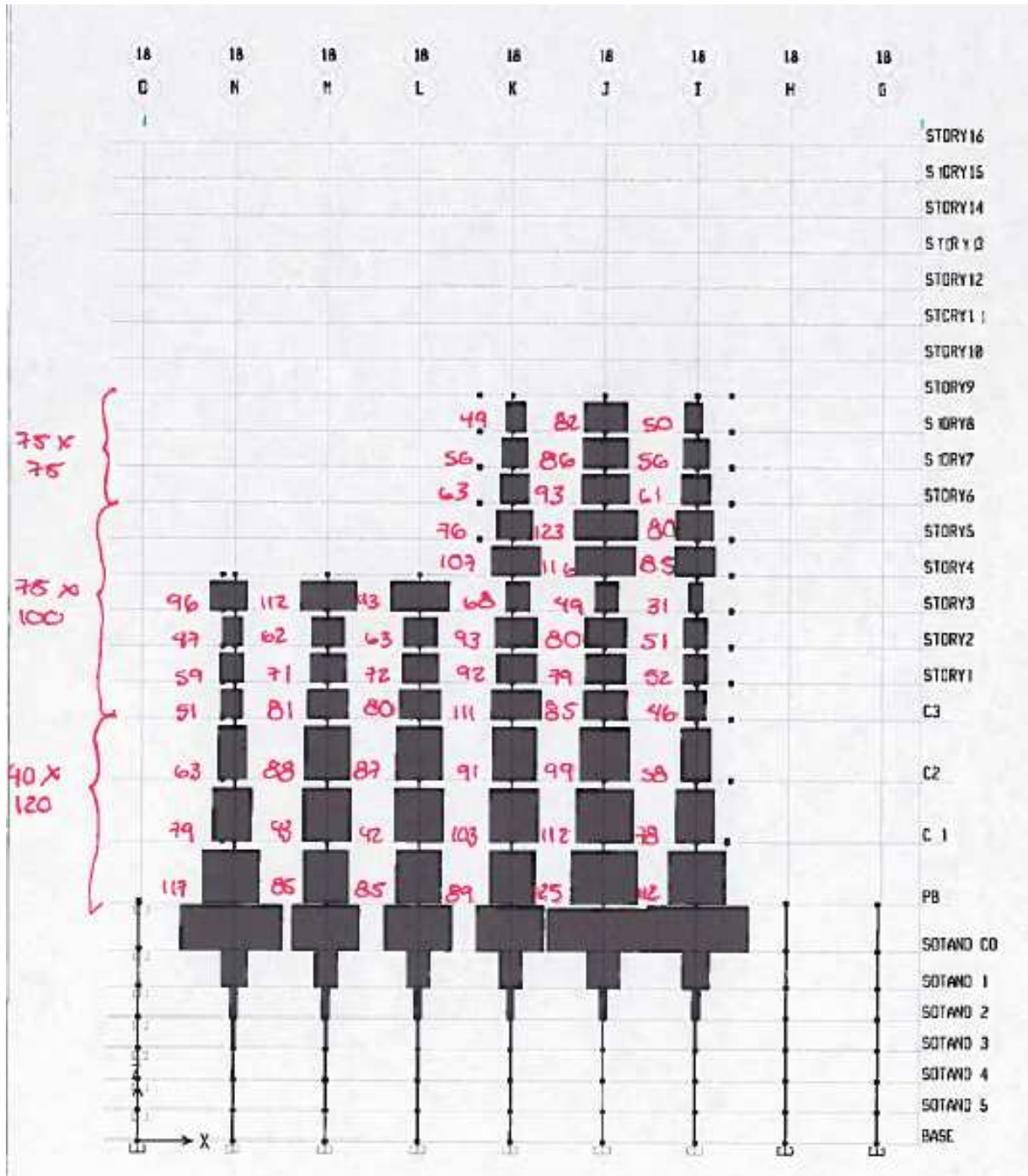


EJE 19

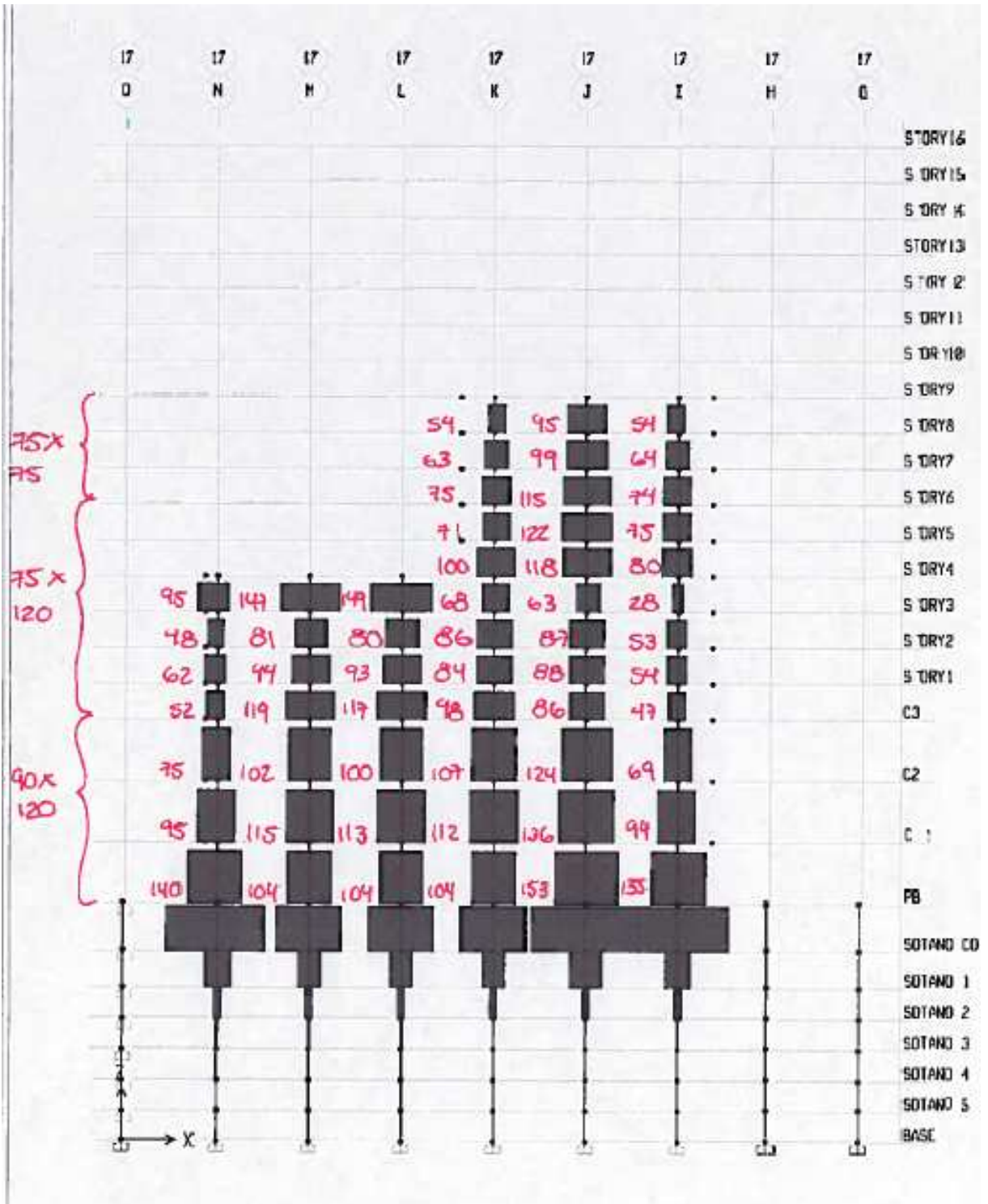




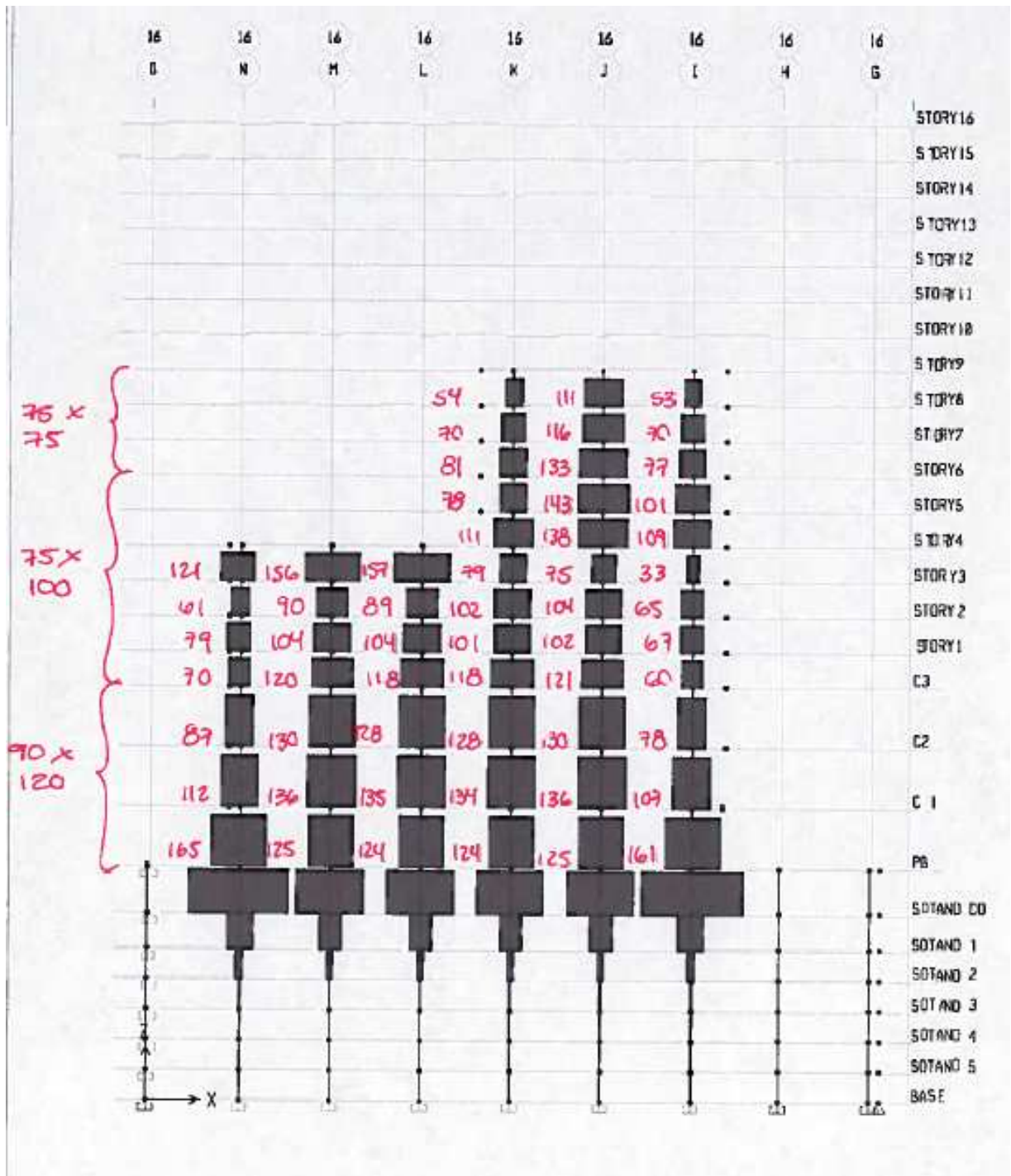
EJE 18



EJE 17



EJE 16



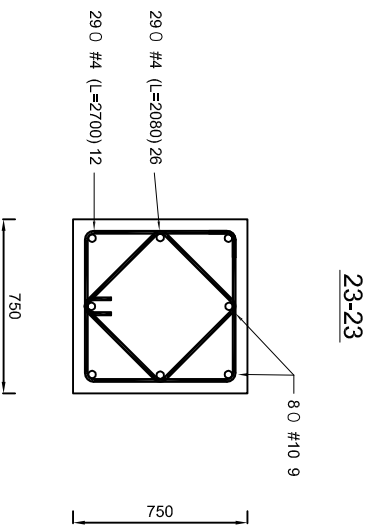
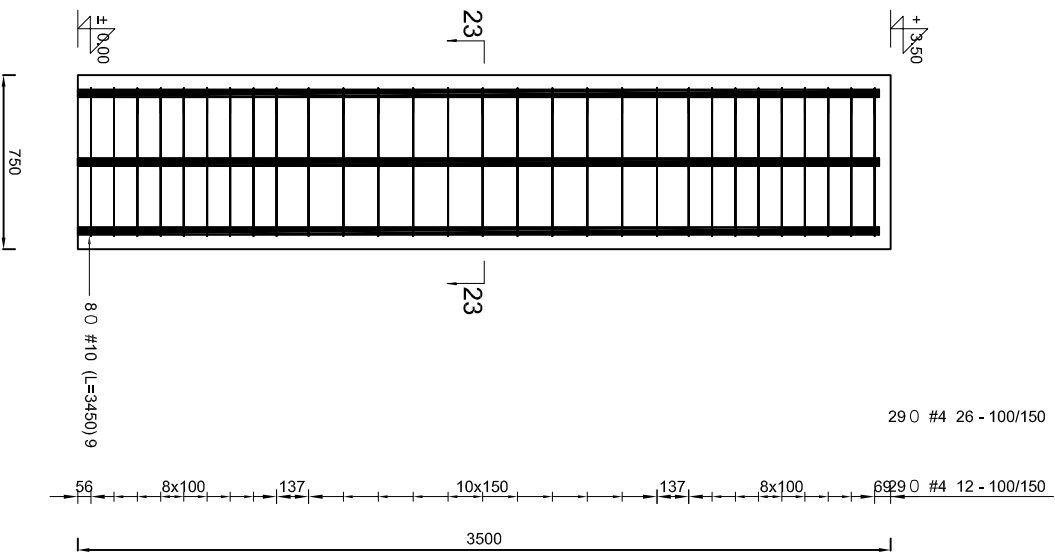
## **CONCLUSIONES**

Se espera que la estructura se comporte de manera adecuada ya que los análisis previos arrojaron resultados favorables no pasando ningún límite establecido por el Reglamento actual.

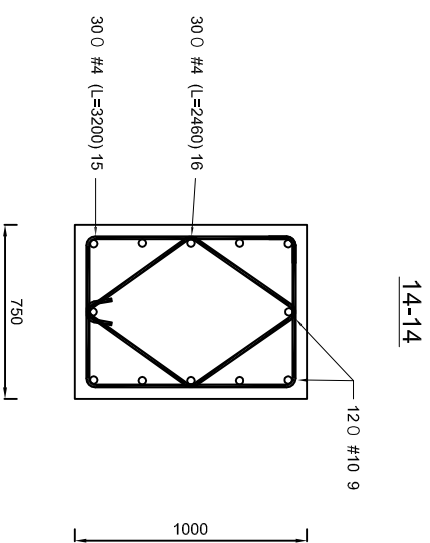
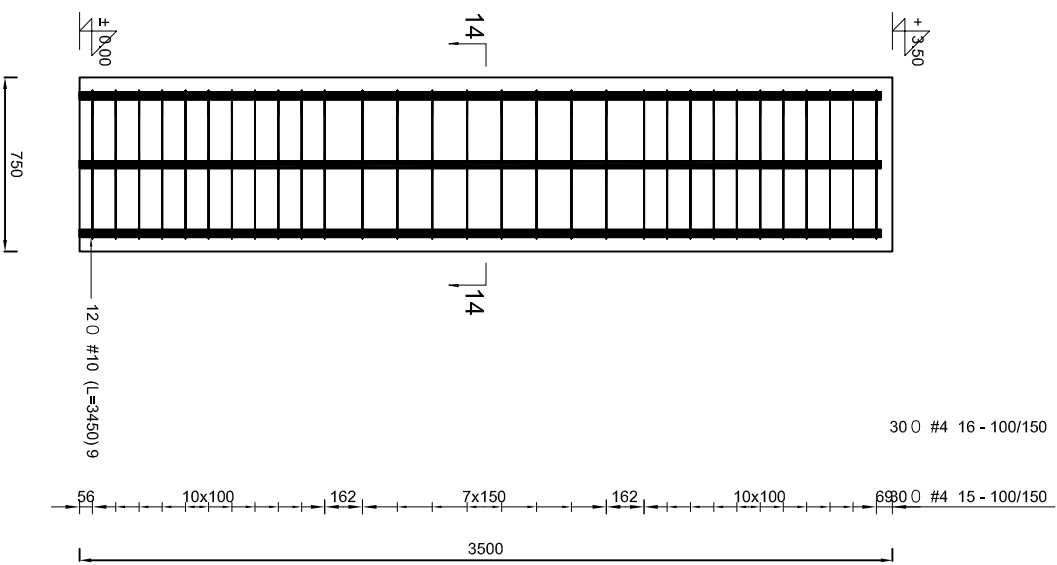
Se definieron este tipo de cimentación y estructuración porque en lo personal era la mejor opción debido a las características de la arquitectura y terreno donde estará ubicado.

# **PLANOS ESTRUCTURALES**

C 75 X 75 (350)  
Scale 1 : 20



C 75 X 100  
Scale 1 : 20

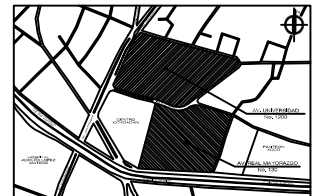


UNIVERSIDAD AUTONOMA DE MEXICO  
FACULTAD DE INGENIERIA  
**TESIS PROFESIONAL**  
ARTURO GANDARA ZINK

PROYECTO INMOBILIARIO DE  
USOS MIXTOS

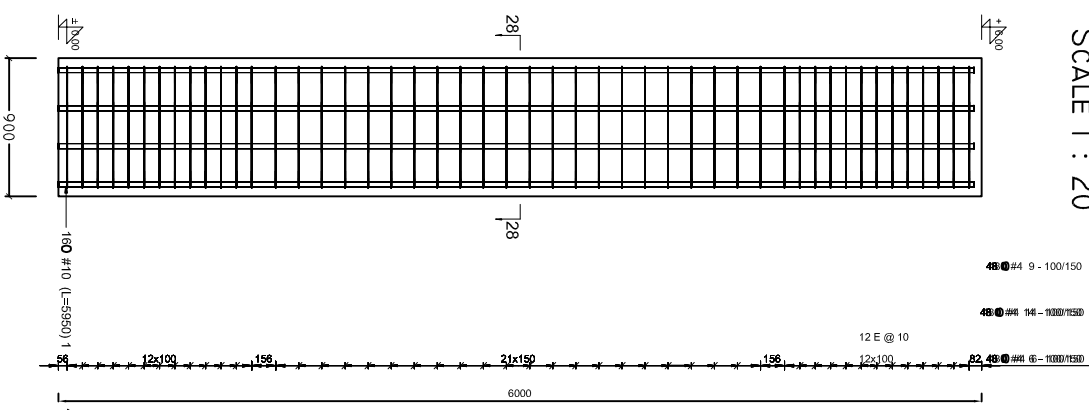
DESCRIPCION: ARMADO DE COLUMNAS 3/3			
ESCALA: SN EBC	ACOTACION: METROS	FECHA: 2011	REVISION: ING. ARTURO GANDARA

CROQUIS DE LOCALIZACION:

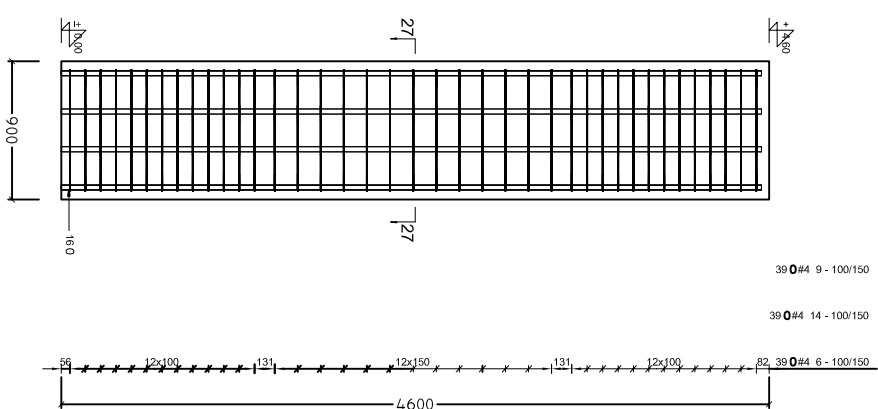


F-36

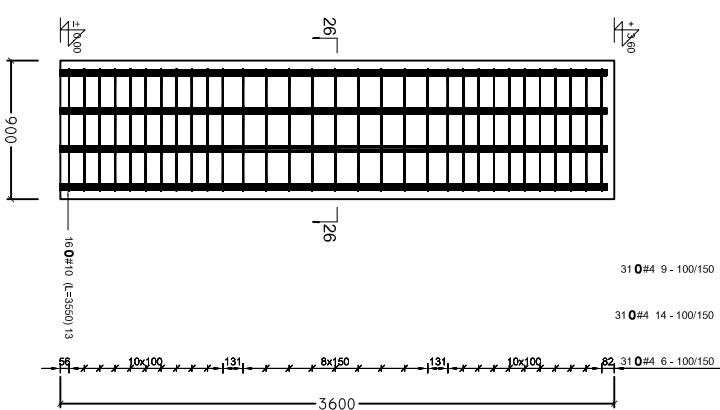
C 90 X 120 (600) 1%  
SCALE 1 : 20



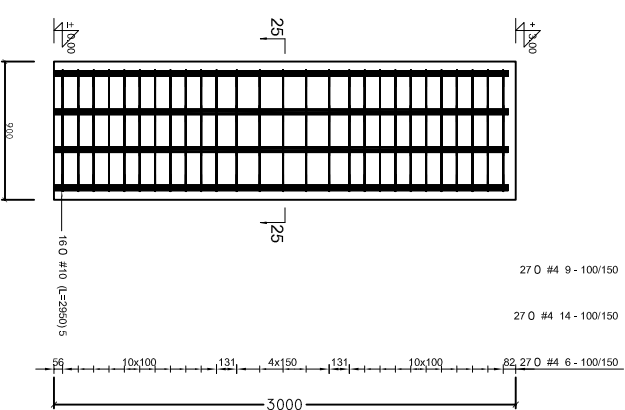
C 90 X 120 (460) 1%  
SCALE 1 : 20



C 90 X 120 (360) 1%  
SCALE 1 : 20



C 90 X 120 (300) 1%  
SCALE 1 : 20



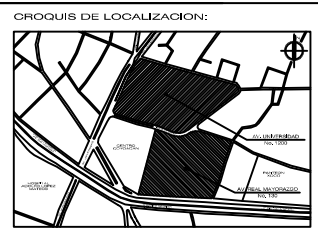
ELEMENTOS	NOMBRE	NÚMERO	POSICIÓN	DIÁMETRO	LONGITUD (MM)	NÚMERO		LONGITUD TOTAL (MM)	MASA (KG)	MASA TOTAL (KG)
						EN UN ELEMENTO	TOTAL			
C 90 X 120 (300) 1%	-	-	5	#10	2950	16	16	47200	293.82	543
			6	#4	3900	27	27	105300	104.88	
			9	#4	2350	27	27	63450	63.19	
			14	#4	3030	27	27	81810	81.48	
C 90 X 120 (360) 1%	-	-	6	#4	3900	31	31	120900	120.42	640
			9	#4	2350	31	31	72850	72.56	
			13	#10	3550	16	16	56800	353.6	
			14	#4	3030	31	31	93930	93.55	
C 90 X 120 (460) 1%	-	-	6	#4	3900	39	39	152100	151.5	814
			9	#4	2350	39	39	91650	91.28	
			14	#4	3030	39	39	118170	117.7	
			15	#10	4550	16	16	72800	453.18	
			1	#10	5950	16	16	95200	592.6	
C 90 X 120 (600) 1%	-	-	6	#4	3900	48	48	187200	186.45	1036
			9	#4	2350	48	48	112800	112.34	
			14	#4	3030	48	48	145440	144.8	



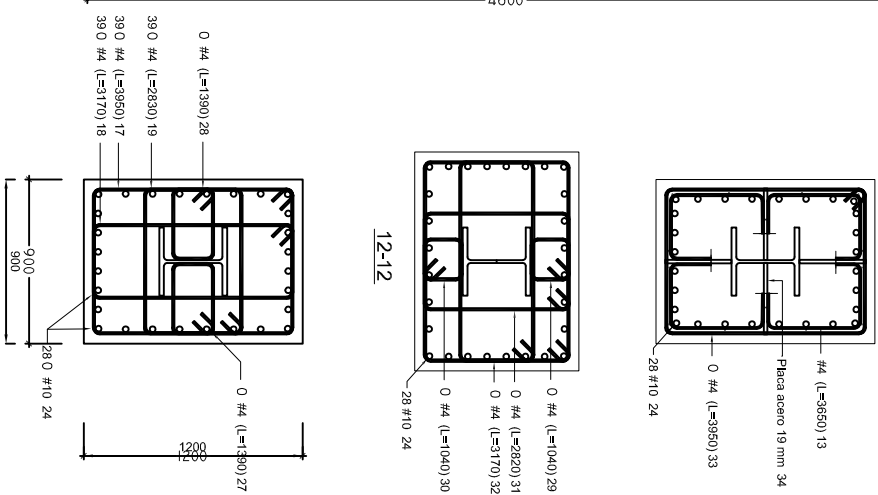
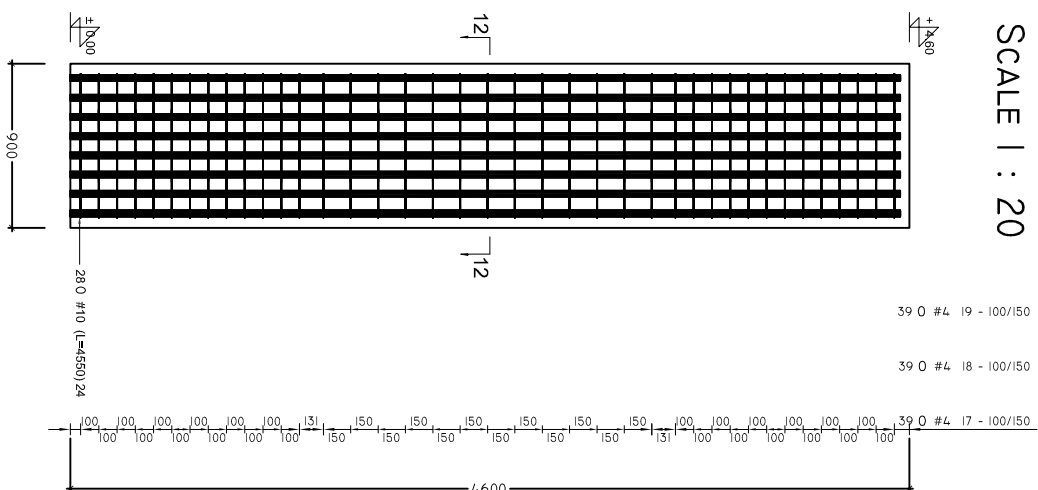
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE MEXICO  
FACULTAD DE INGENIERIA  
**TESIS PROFESIONAL**  
ARTURO GANDARA ZINK

PROYECTO INMOBILIARIO DE  
USOS MIXTOS

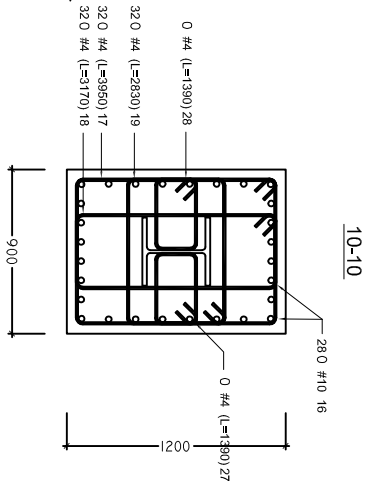
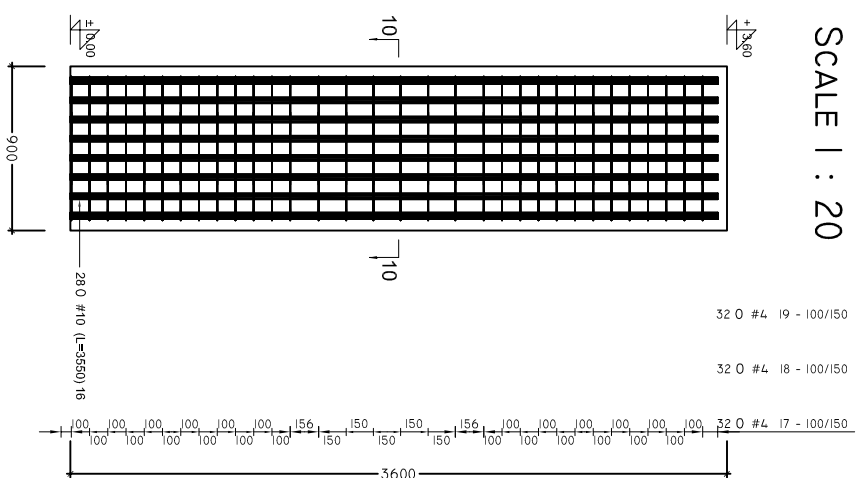
DESCRIPCIÓN:	Armado de columnas 2/3		
ESCALA:	ACOTACIÓN:	FECHA:	REVISIÓN:
SN EBC	METROS	2011	ING. ARTURO GANDARA



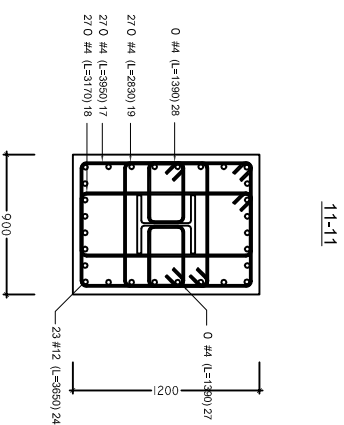
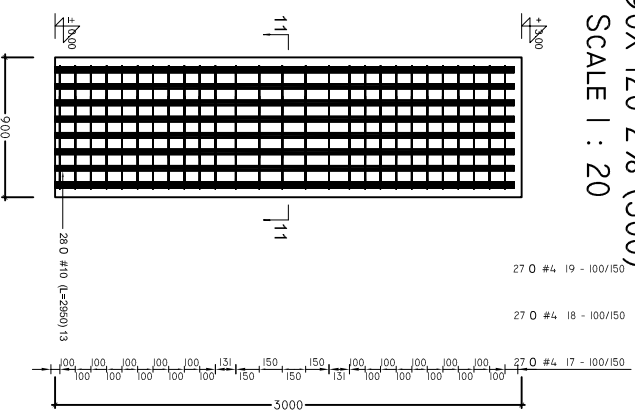
C 90X 120 2% (460)  
SCALE 1 : 20



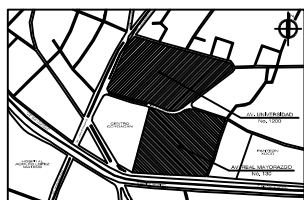
C 90X 120 2% (360)  
SCALE 1 : 20



C 90X 120 2% (300)  
SCALE 1 : 20



CROQUIS DE LOCALIZACION:



F-34

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE MEXICO  
FACULTAD DE INGENIERIA  
**TESIS PROFESIONAL**  
ARTURO GANDARA ZINK

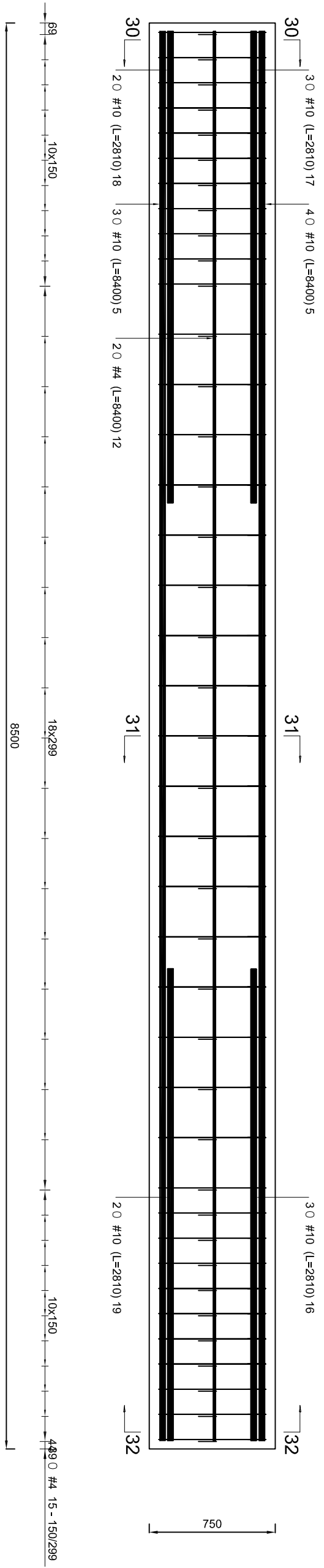
PROYECTO INMOBILIARIO DE  
USOS MIXTOS

DESCRIPCION:	ARMADO DE COLUMNAS 1/3		
ESCALA:	ACOTACION:	FECHA:	REVISION:
SN EBC	METROS	2011	ING. ARTURO GANDARA

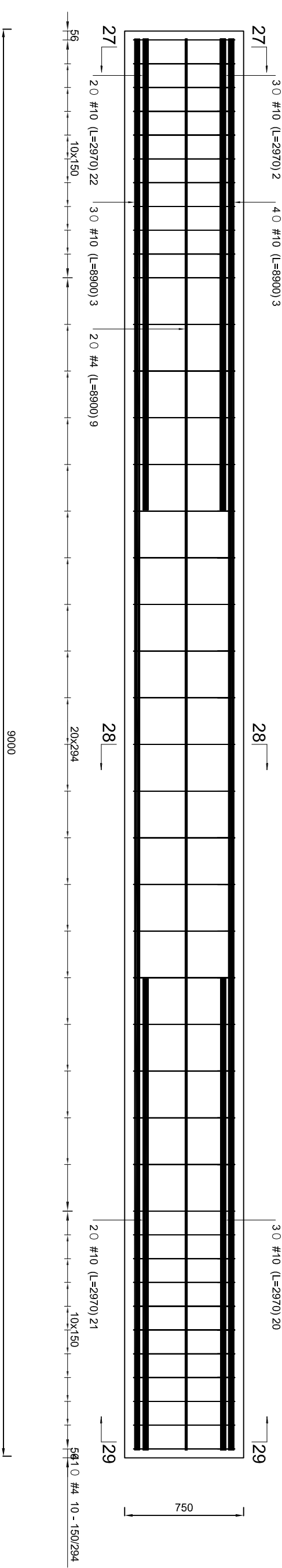




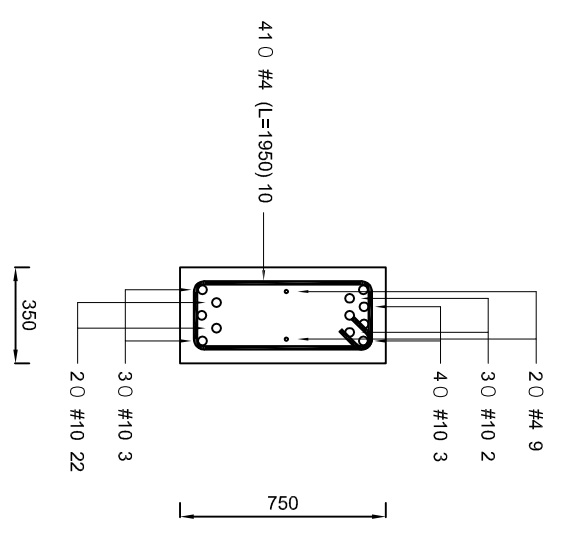
T 75 X 35 (850)  
Scale 1 : 20



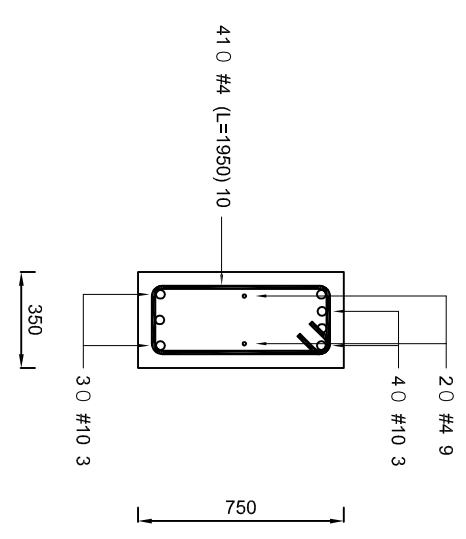
T 75 X 35 (900)  
Scale 1 : 20



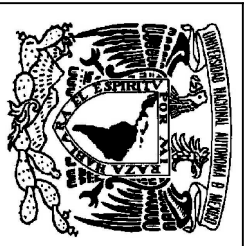
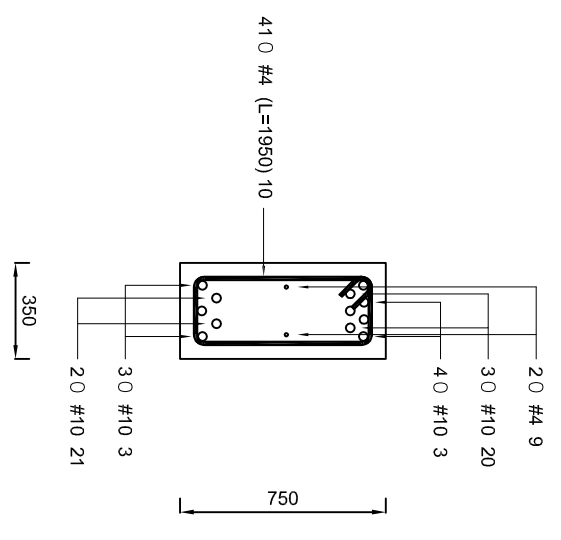
27-27



28-28



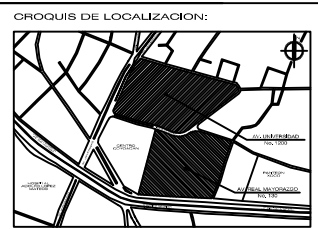
29-29



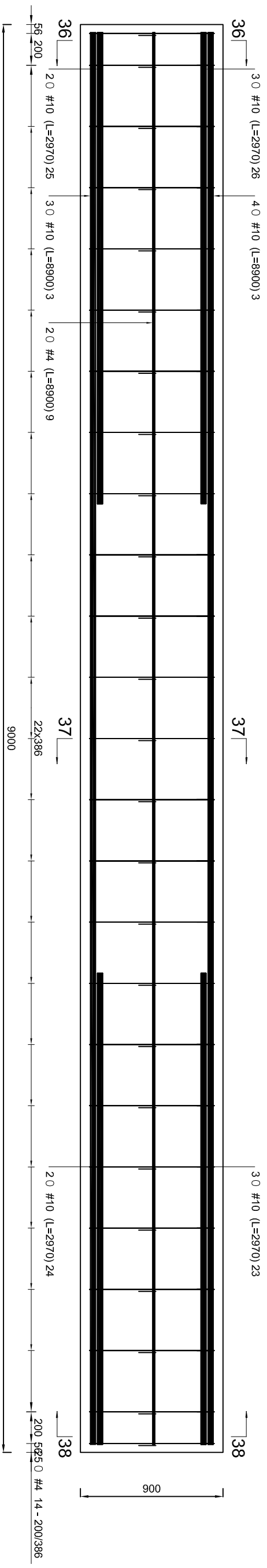
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE MEXICO  
FACULTAD DE INGENIERIA  
**TESIS PROFESIONAL**  
ARTURO GANDARA ZINK

PROYECTO INMOBILIARIO DE  
USOS MIXTOS

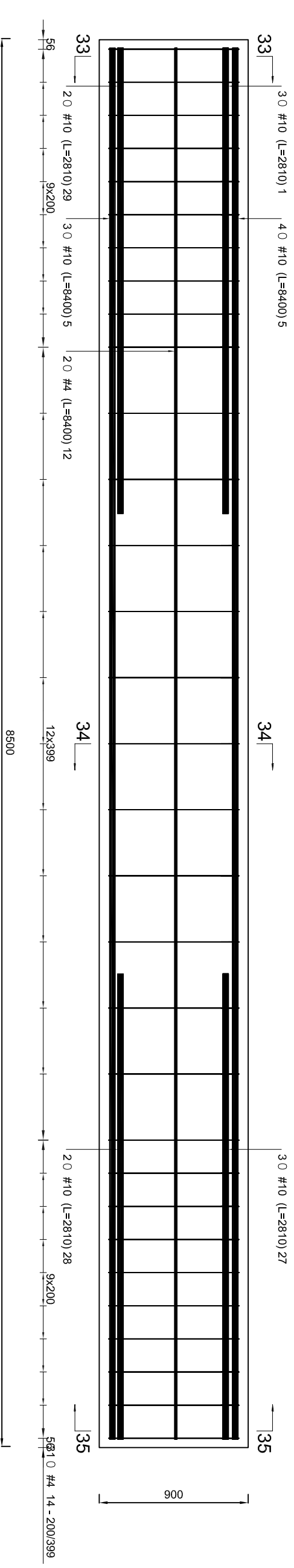
DESCRIPCION:	Armado de Traves 2/2		
ESCALA:	ACOTACION:	FECHA:	REVISION:
SN EBC	METROS	2011	ING. ARTURO GANDARA



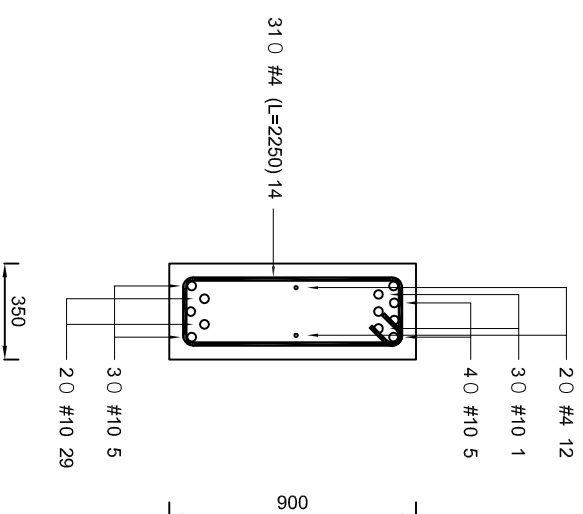
T 90 X 35 (900)  
Scale 1 : 20



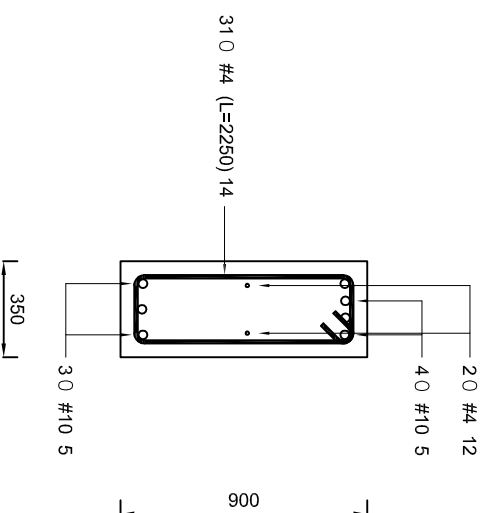
T 90 X 35 (850)  
Scale 1 : 20



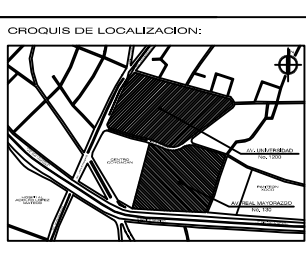
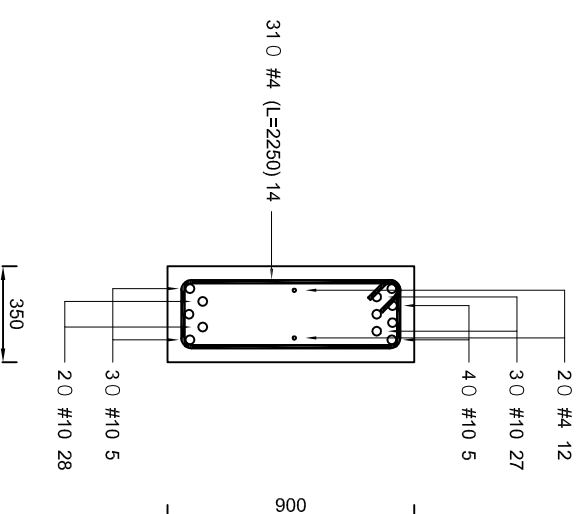
33-33

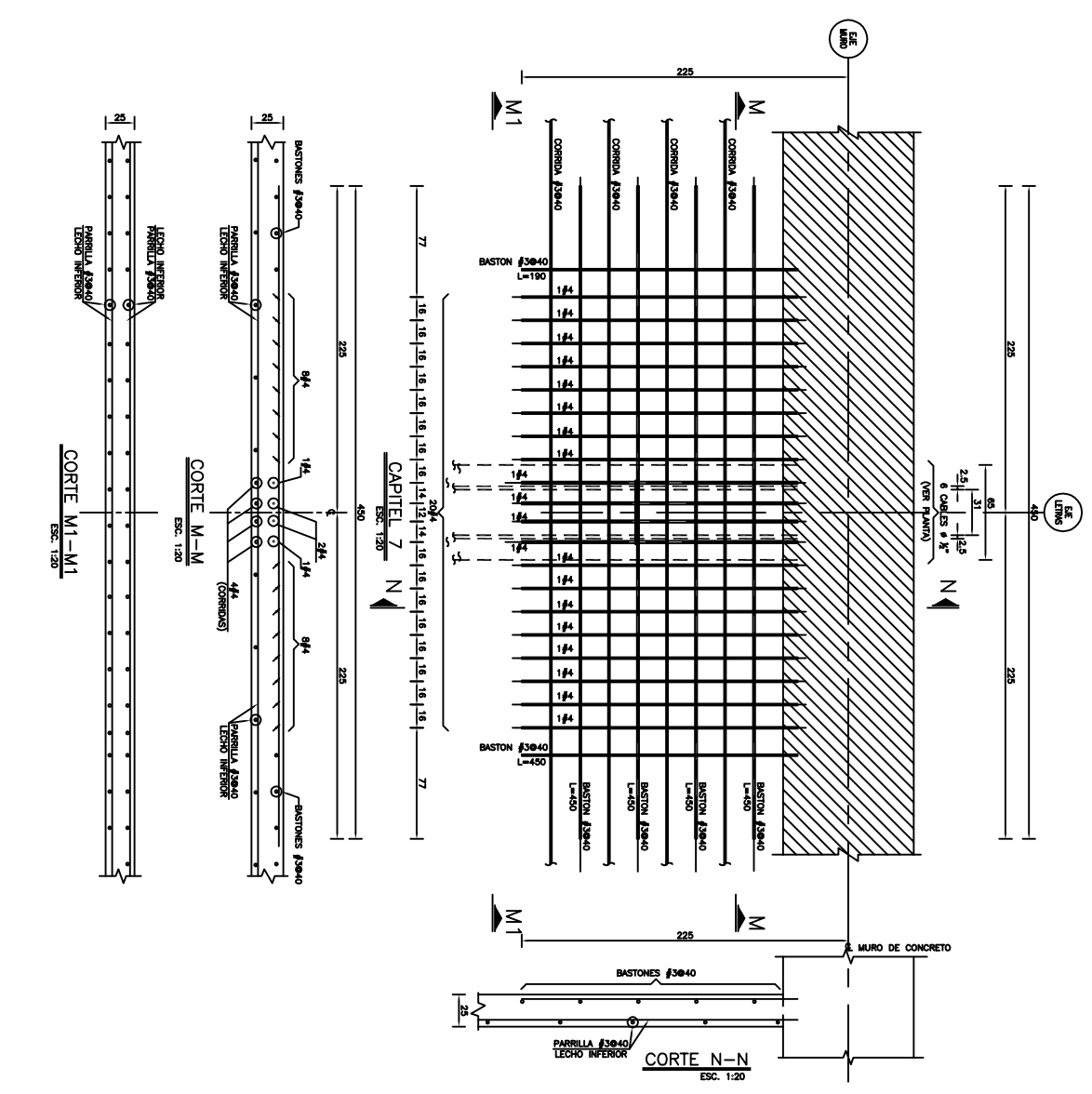
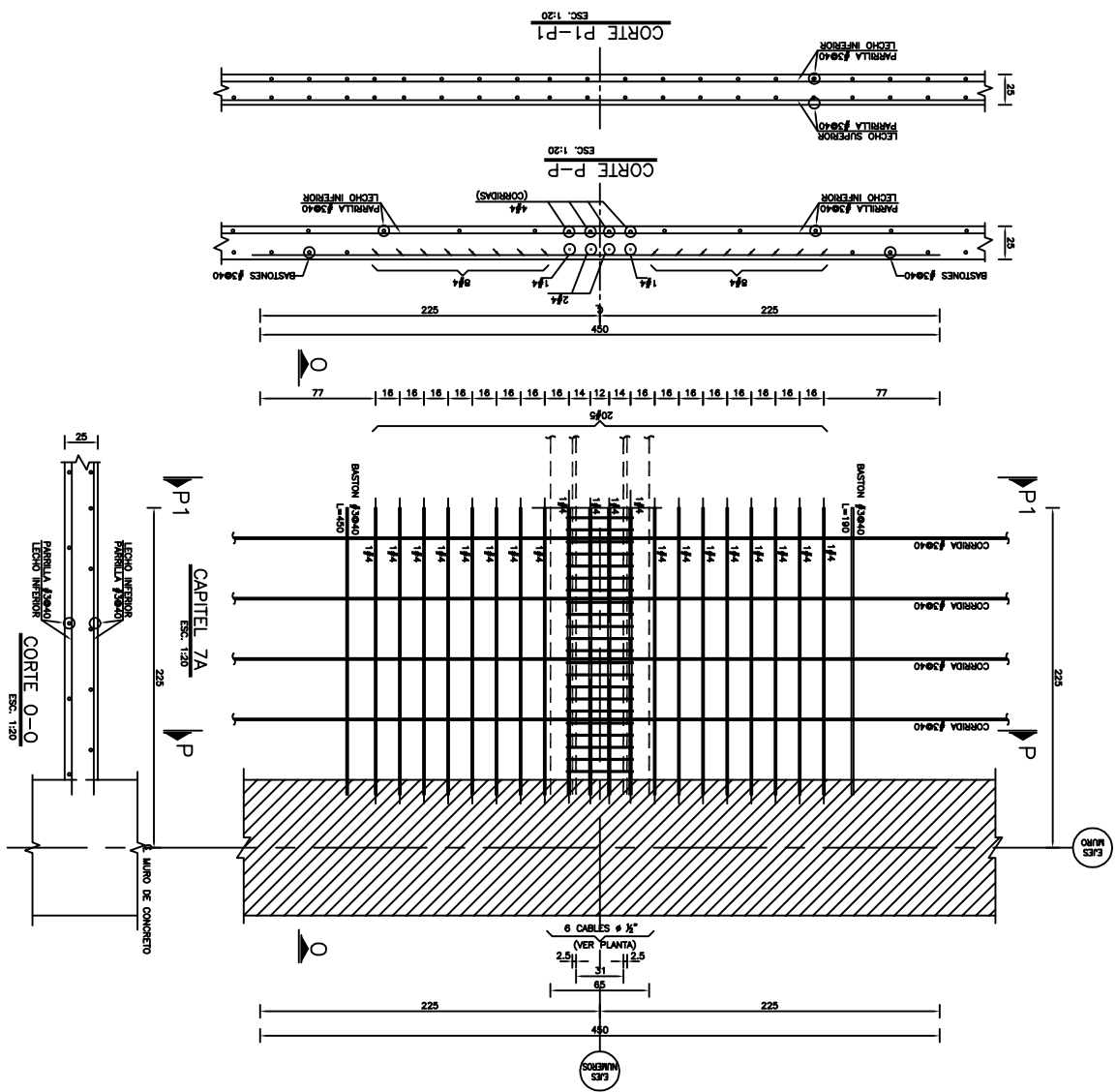


34-34

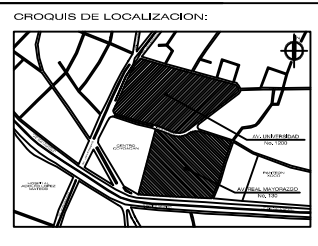


35-35





- NOTAS:**
- 1.-LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN CENTIMETROS. EXCEPTO DONDE SE INDIQUE OTRA UNIDAD.
  - 2.-EL CONCRETO SERA CLASE "I" ESTRUCTURAL CON UNA RESISTENCIA DE  $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$ , Y PESO VOLUMETRICO MINIMO DE  $2.2 \text{ ton/m}^3$
  - 3.-EL ACERO DE REFUERZO  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
  - 4.-LAS NOTAS SOBRE LAS REPERIENCIAS EN EL DISEÑO DE PLANOS ARQUITECTONICOS.
  - 5.-VER NOTAS SOBRE EL DISEÑO DE PLANOS ARQUITECTONICOS EN MEDIDAS A ESCALA. VERIFICAR COTAS Y NIVELES EN PLANOS ARQUITECTONICOS.
  - 6.-VER REFUERZO DE COLUMNAS, MUROS Y MUROS MILAN EN PLANOS DE CORTES Y DETALLES.
  - 7.-VER COTAS DE ANCLAJES Y TRASLAPES, PLANOS DE CORTES Y DETALLES.



F-31

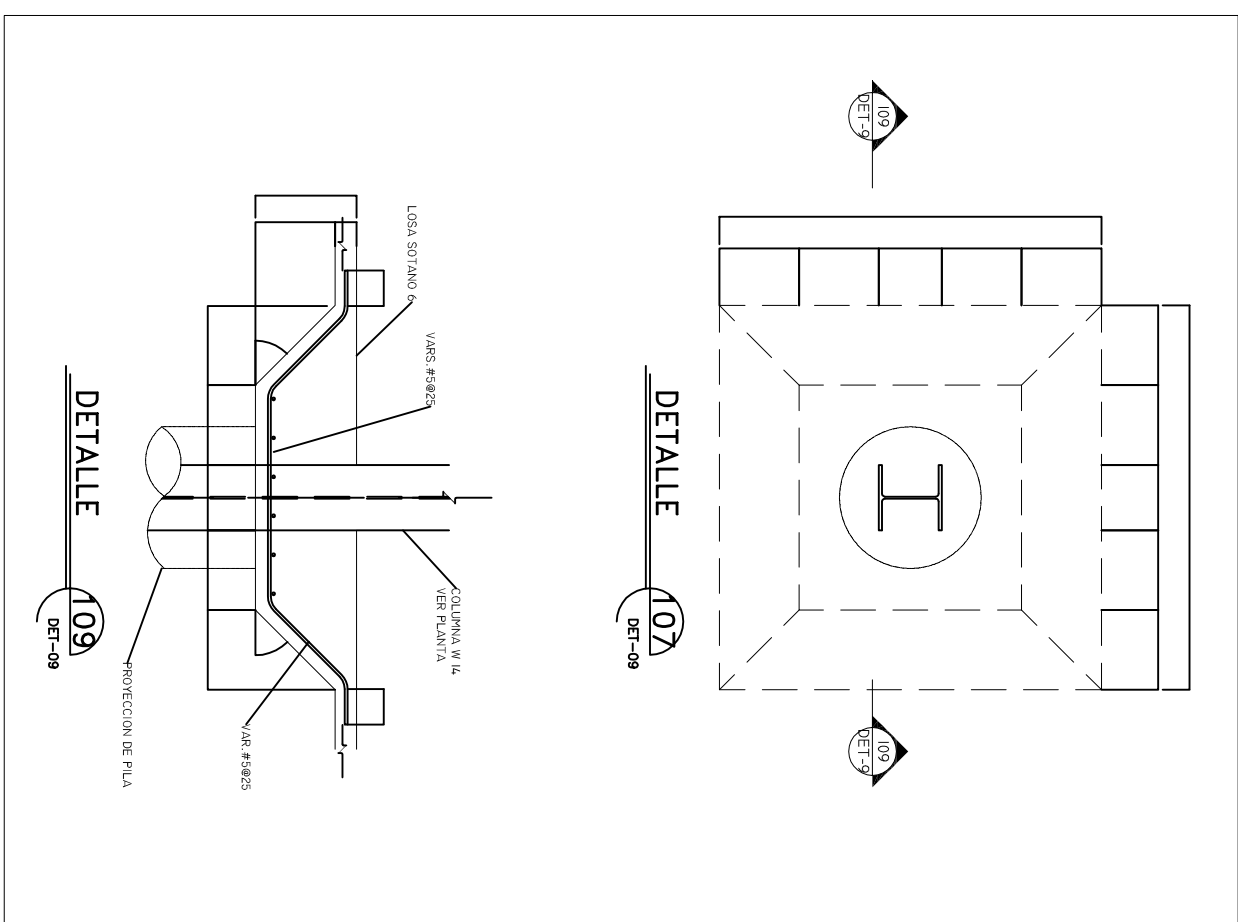
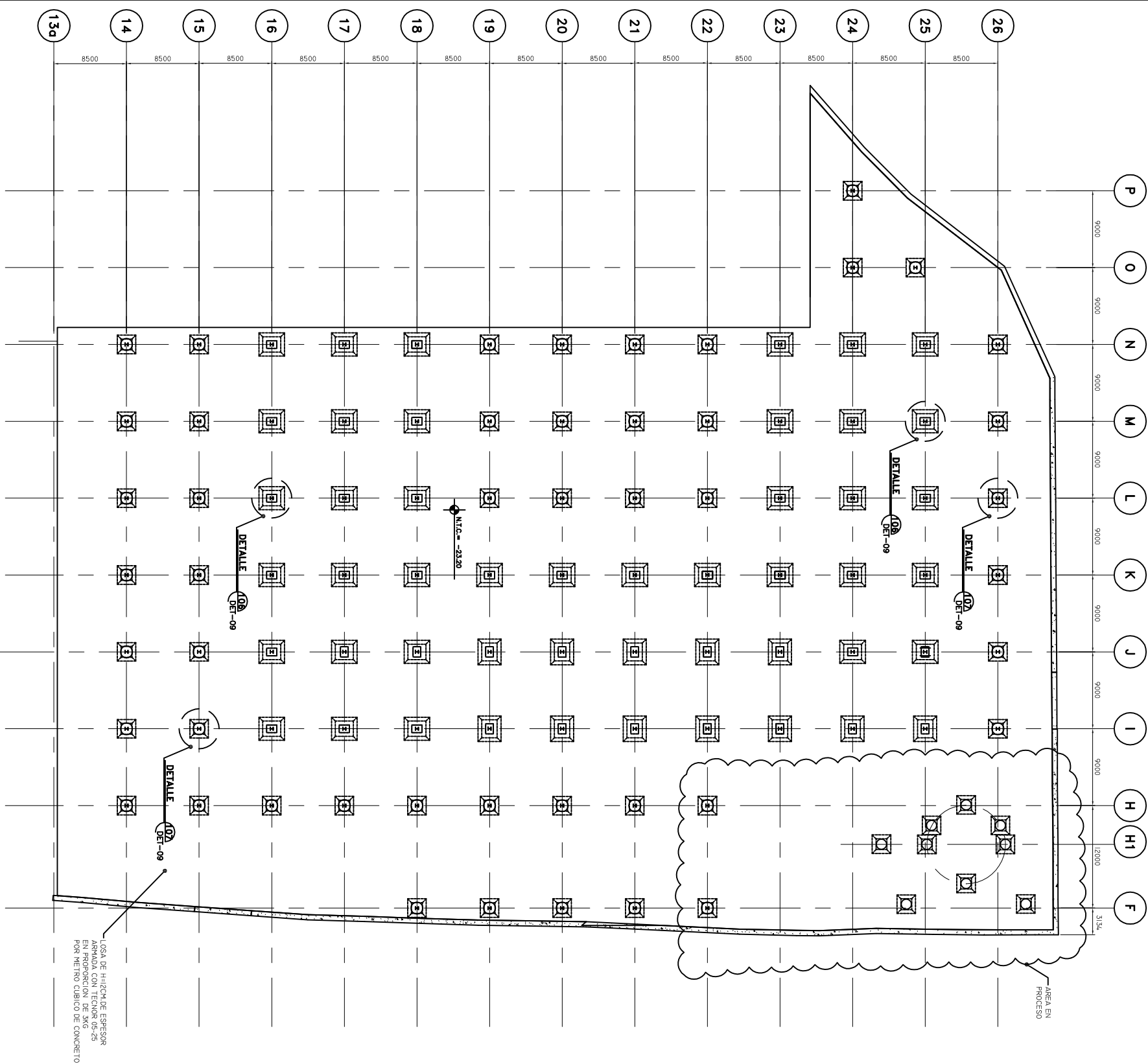
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE MEXICO  
 FACULTAD DE INGENIERIA  
**TESIS PROFESIONAL**  
**ARTURO GANDARA ZINK**

PROYECTO INMOBILIARIO DE  
 USOS MIXTOS

DESCRIPCION: Losa tipo, Capiteles, Cortes y detalles			
ESCALA: SN ESC	ACOTACION: METROS	FECHA: 2011	REVISION: ING. ARTURO GANDARA



# ENGROSAMIENTOS DE LOSA EN SOTANO 6

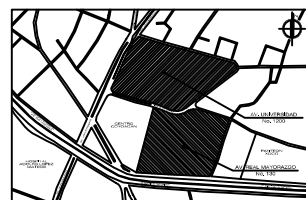


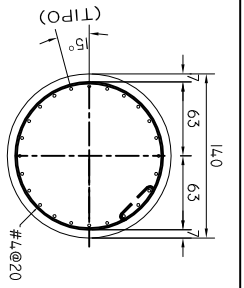
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE MEXICO  
 FACULTAD DE INGENIERIA  
**TESIS PROFESIONAL**  
 ARTURO GANDARA ZINK

PROYECTO INMOBILIARIO DE  
 USOS MIXTOS

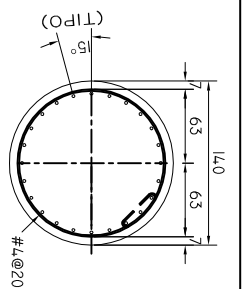
DESCRIPCION: LOSA DE CIMENTACION  
 ESCALA: SN EBC  
 ACOTACION: METROS  
 FECHA: 2011  
 REVISION: ING. ARTURO GANDARA

CROQUIS DE LOCALIZACION:

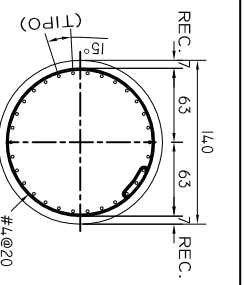




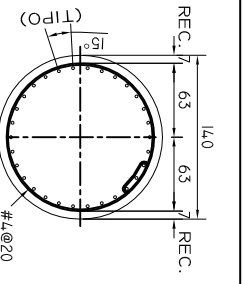
PILA D=140



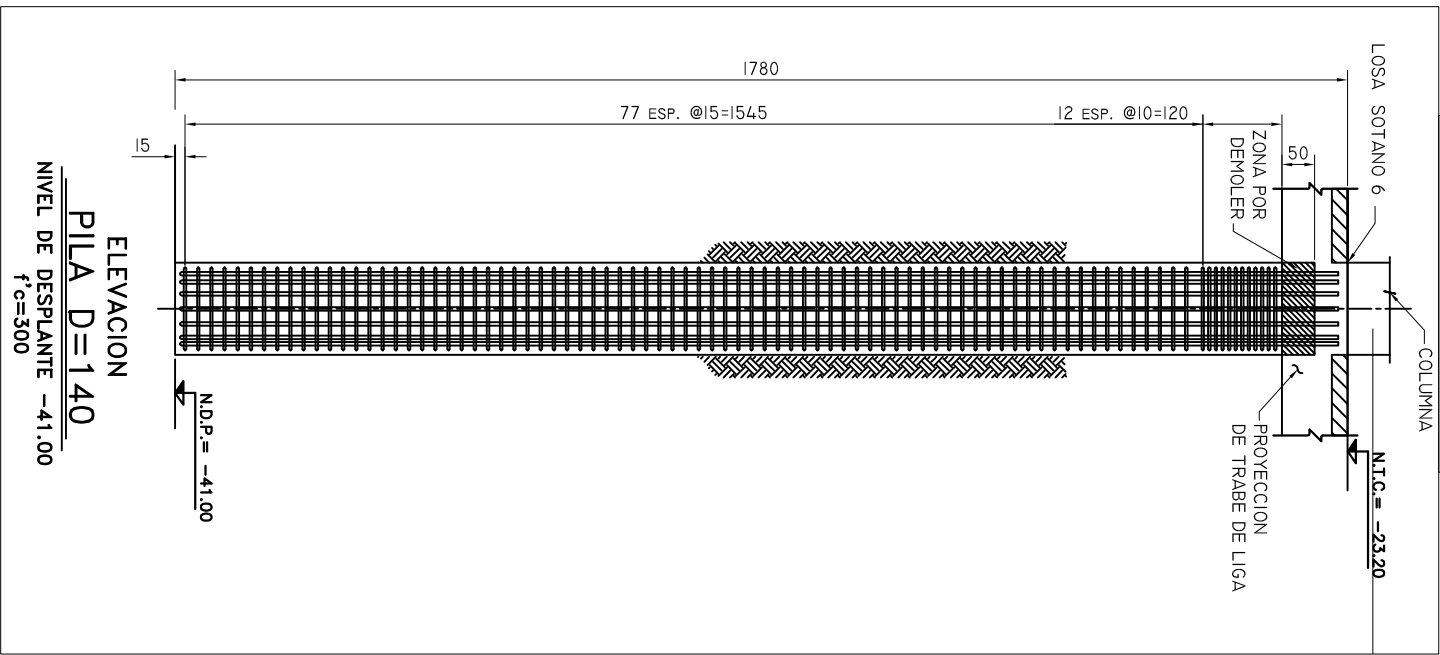
PILA D=140



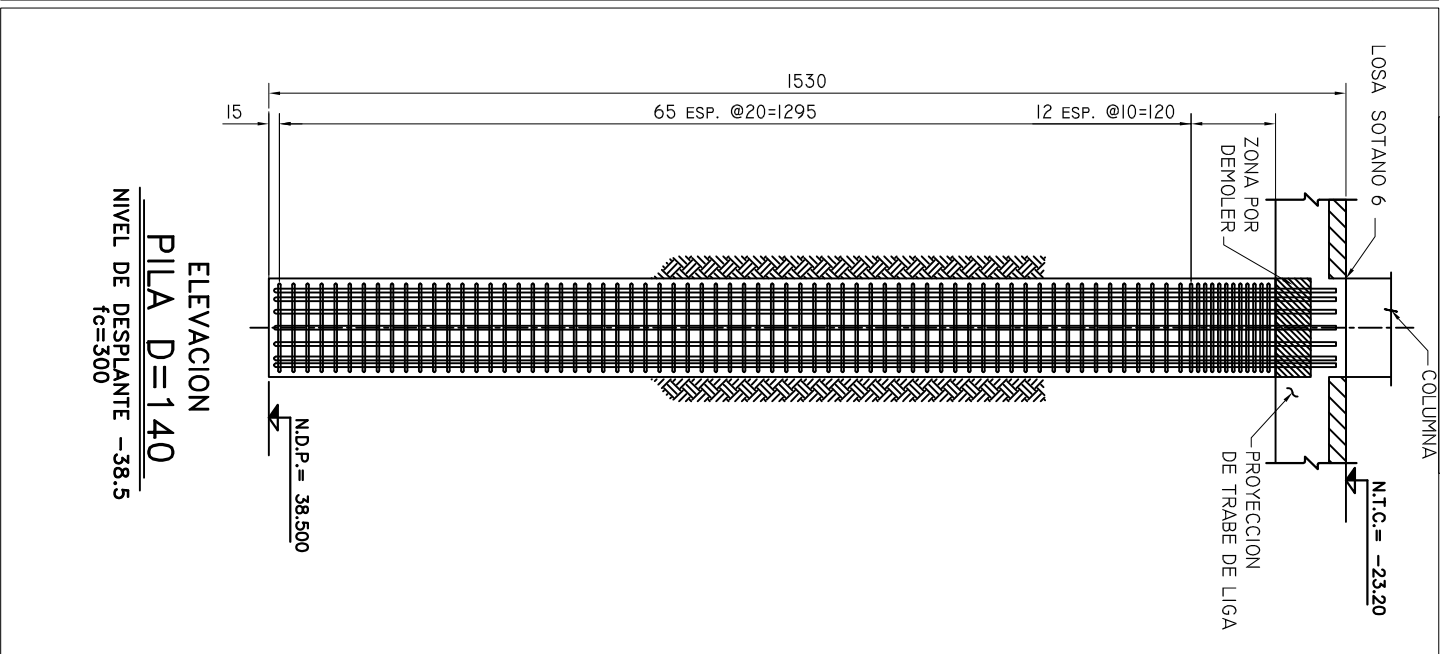
PILA D=140



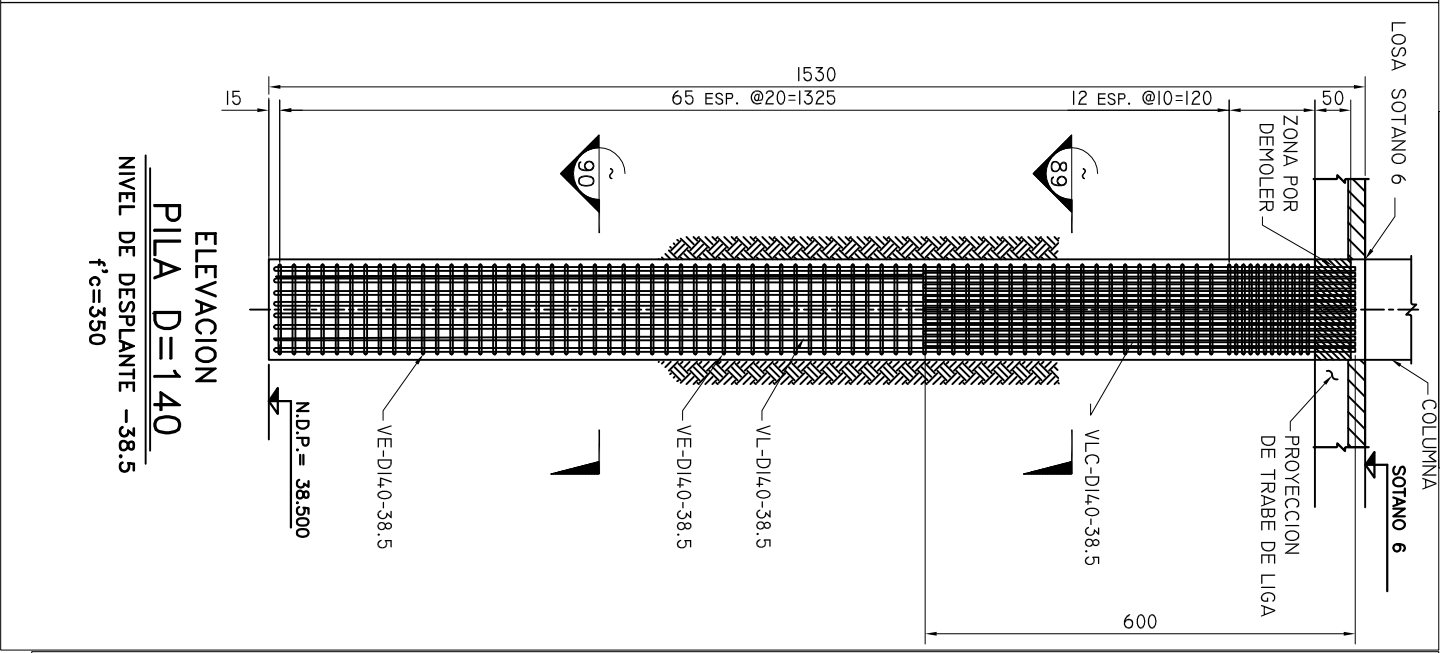
PILA D=140



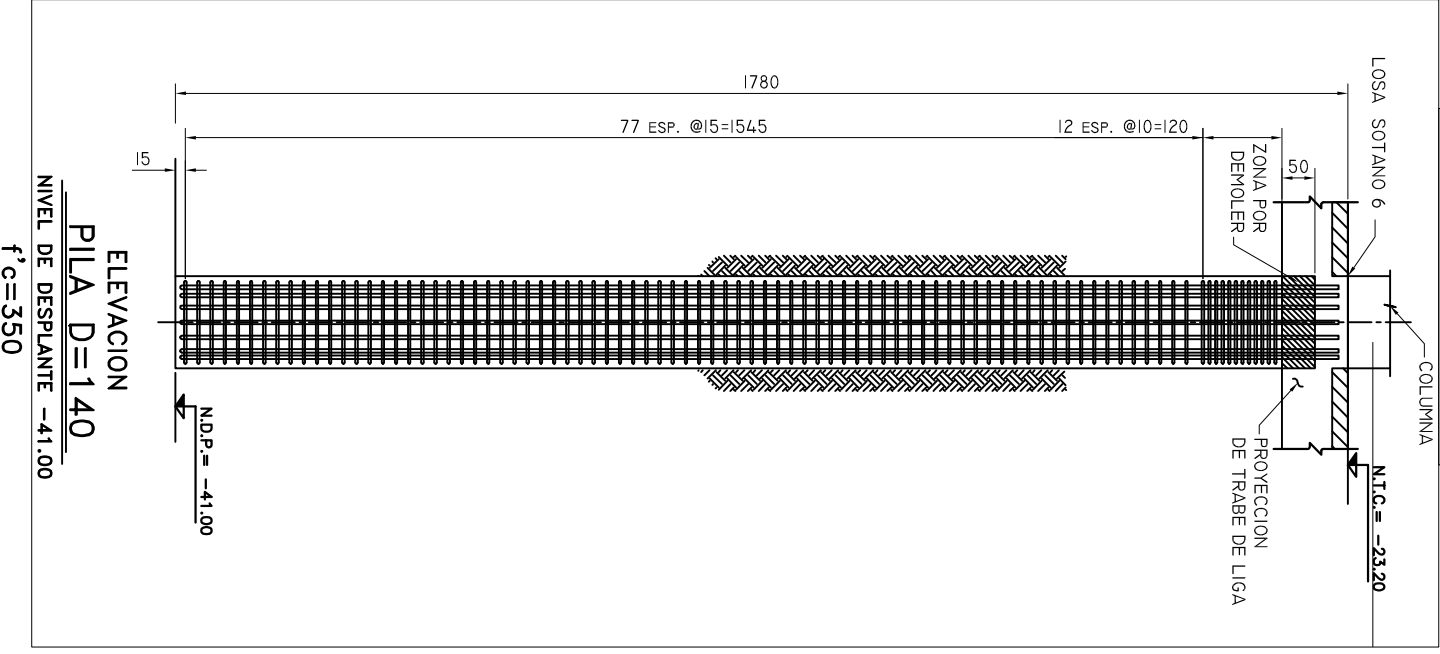
ELEVACION  
PILA D=140  
NIVEL DE DESPLANTE -41.00  
f'c=300



ELEVACION  
PILA D=140  
NIVEL DE DESPLANTE -38.5  
f'c=300



ELEVACION  
PILA D=140  
NIVEL DE DESPLANTE -38.5  
f'c=350



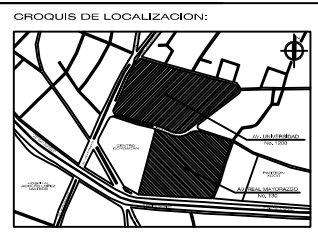
ELEVACION  
PILA D=140  
NIVEL DE DESPLANTE -41.00  
f'c=350



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE MEXICO  
FACULTAD DE INGENIERIA  
**TESIS PROFESIONAL**  
ARTURO GANDARA ZINK

PROYECTO INMOBILIARIO DE  
USOS MIXTOS

DESCRIPCION:	ARMADO DE PILAS		
ESCALA:	ACOTACION:	FECHA:	REVISION:
SN EBC	METROS	2011	ING. ARTURO GANDARA



## **BIBLIOGRAFIA**

- Departamento del Distrito Federal. "7 Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal". Tomo I No. 103- BIS, 2004, pp 02-77
- Departamento del Distrito Federal. "7 Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal". Tomo II No. 103- BIS, 2004, pp 88
- Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A. C. "Manual de Construcción en Acero", 4ta. Edición, México, Limusa Noriega, 2003, Vol. 1, pp. 116.