

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---



**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**Análisis y Diseño de Edificio  
Comercial Bajo las Normas  
Técnicas Complementarias  
NTC-2017**

**INFORME DE ACTIVIDADES PROFESIONALES**

Que para obtener el título de  
**Ingeniero Civil**

**P R E S E N T A**

Erick Adrian Rodríguez Muñoz

**ASESOR(A) DE INFORME**

Dr. Héctor Guerrero Bobadilla



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2022

<b>1. ESTRUCTURACIÓN GENERAL .....</b>	<b>11</b>
Reglamentos aplicables.....	11
<b>2. ANÁLISIS DE CARGAS .....</b>	<b>12</b>
2.1 Cargas Vivas.....	12
2.2 Cargas Muertas.....	13
2.1 Resumen (pesos totales) .....	15
<b>3. DETERMINACIÓN DE ESPECTRO DE DISEÑO.....</b>	<b>17</b>
3.1 Condiciones de irregularidad.....	18
3.2 Factor de corrección por hiperestaticidad ( $k_1$ ) .....	21
3.1 Propiedades estructurales consideradas para obtener el espectro.....	21
3.2 Espectro de diseño.....	23
<b>4. CASOS Y COMBINACIONES DE CARGAS.....</b>	<b>25</b>
4.1 Condiciones de carga para el modelo estructural .....	25
4.1 Combinaciones de carga empleadas en el modelo estructural .....	26
<b>5. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES A EMPLEAR.....</b>	<b>27</b>
<b>6. ANÁLISI DINÁMICO MODAL ESPECTRAL .....</b>	<b>28</b>
6.1 Asignación de las masas.....	28
6.2 Periodos fundamentales de la estructura .....	29
6.1 Efectos de torsión.....	30
6.2 Revisión de Cortante Basal.....	30
<b>7. REVISIÓN DE DISTORSIONES DE ENTREPISO.....</b>	<b>32</b>
7.1 Desplazamientos laterales en ambas direcciones.....	32
7.2 Estado límite de prevención de colapso.....	34
7.3 Estado límite de limitación de daños ante sismos frecuentes .....	35
<b>8. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES .....</b>	<b>37</b>
8.1 Deflexiones en condición de servicio .....	37
8.2 Separación a colindancias .....	38
8.3 Diseño de columnas de concreto .....	40
8.4 Diseño de trabes metálicas .....	43
8.1 Diseño de muros de concreto .....	49
<b>9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>52</b>
<b>10. APÉNDICE A. EJEMPLO DE DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES ...</b>	<b>54</b>
10.1 Apéndice A-1 Ejemplo de diseño de columnas de concreto .....	54

10.2	Apéndice A-2 Ejemplo de diseño de traves metálicas .....	56
10.3	Apéndice A-3 Ejemplo de diseño de muro de concreto. ....	59

## INTRODUCCIÓN

En el documento se presentan los parámetros generales del proyecto, geometría y estructuración. También se muestran los resultados del diseño estructural del inmueble. Ubicado en calle José Joaquín de Herrera no. 35, zona centro, centro Cuauhtémoc, C.P. 06000, ciudad de México como se muestra en la figura 1 Ubicación del proyecto, (Google Maps, 2021)

El análisis y diseño estructural se realizó aplicando el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 2017 (*RCDF-2017*) y sus Normas Técnicas Complementarias (*NTC-2017*) en su versión actualizada.

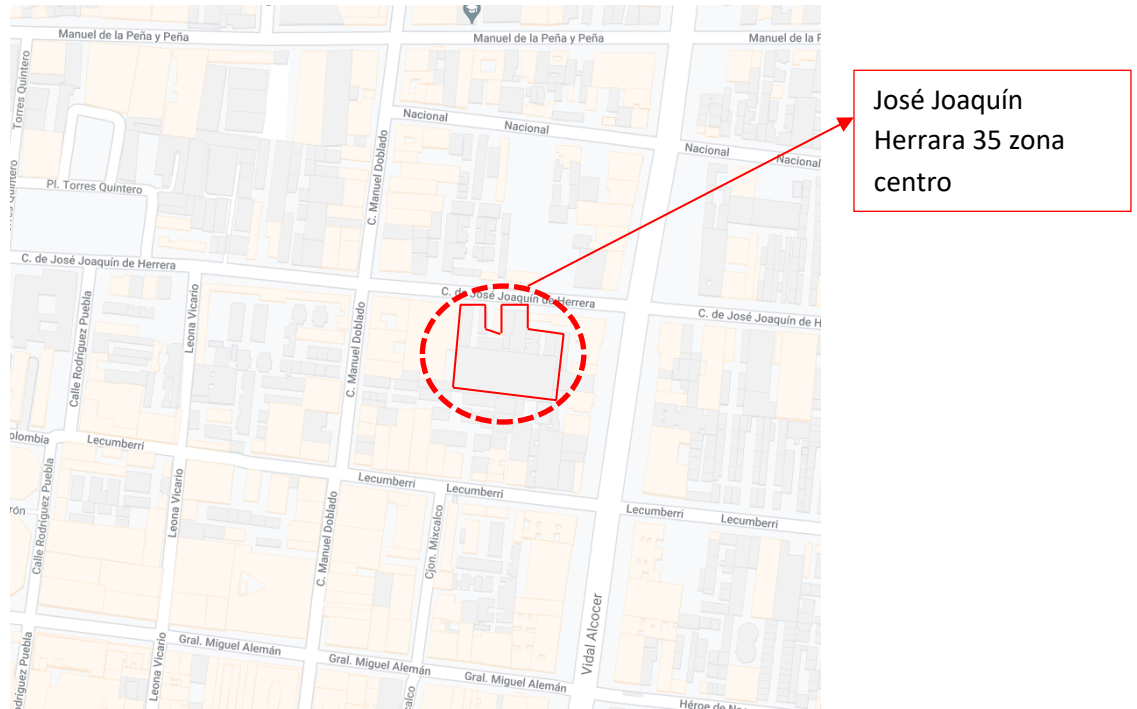
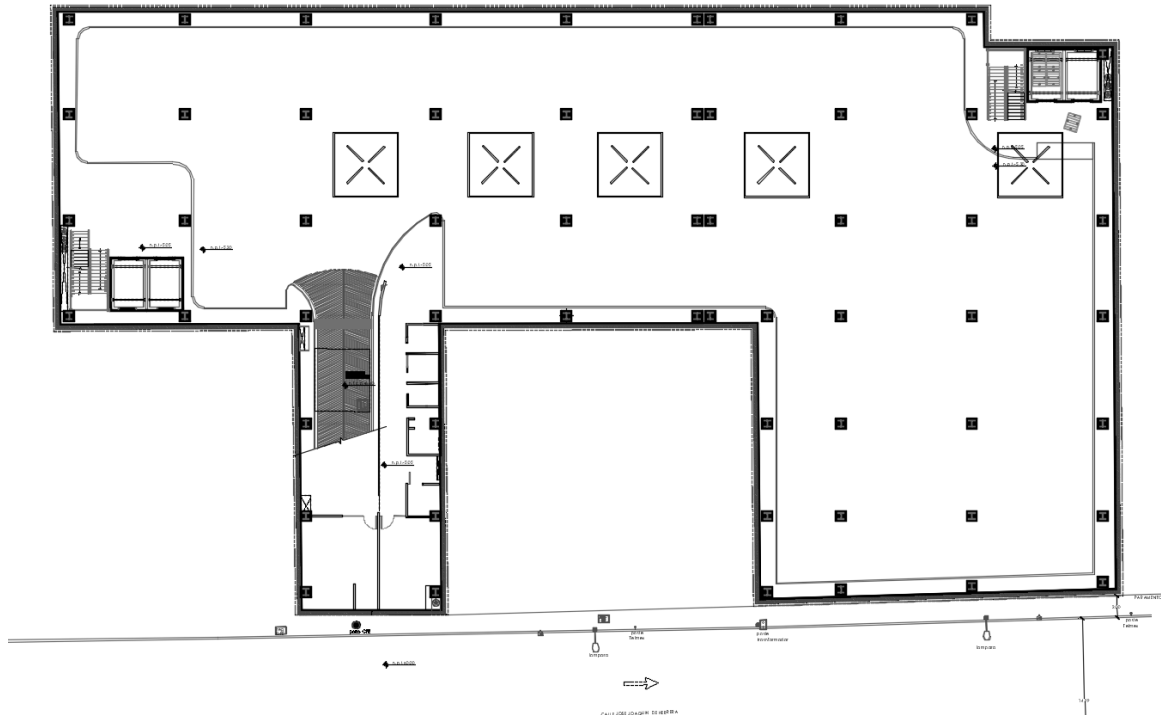


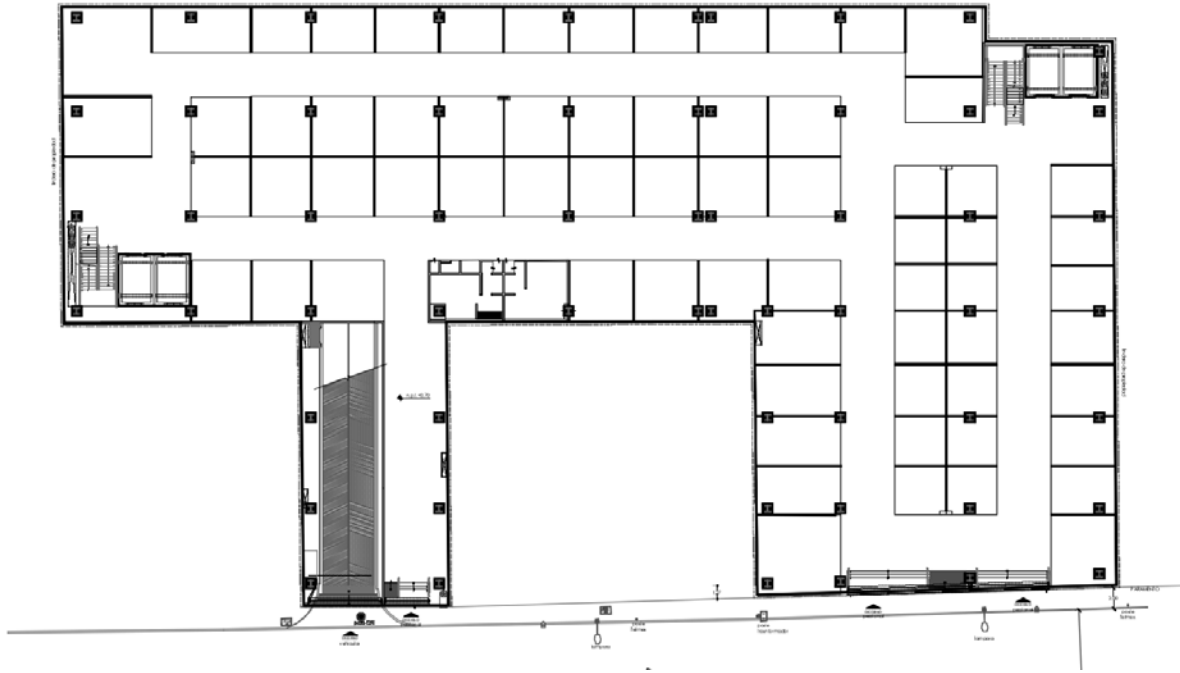
figura 1 Ubicación del proyecto, (Google Maps, 2021)

## DESCRIPCIÓN GENERAL

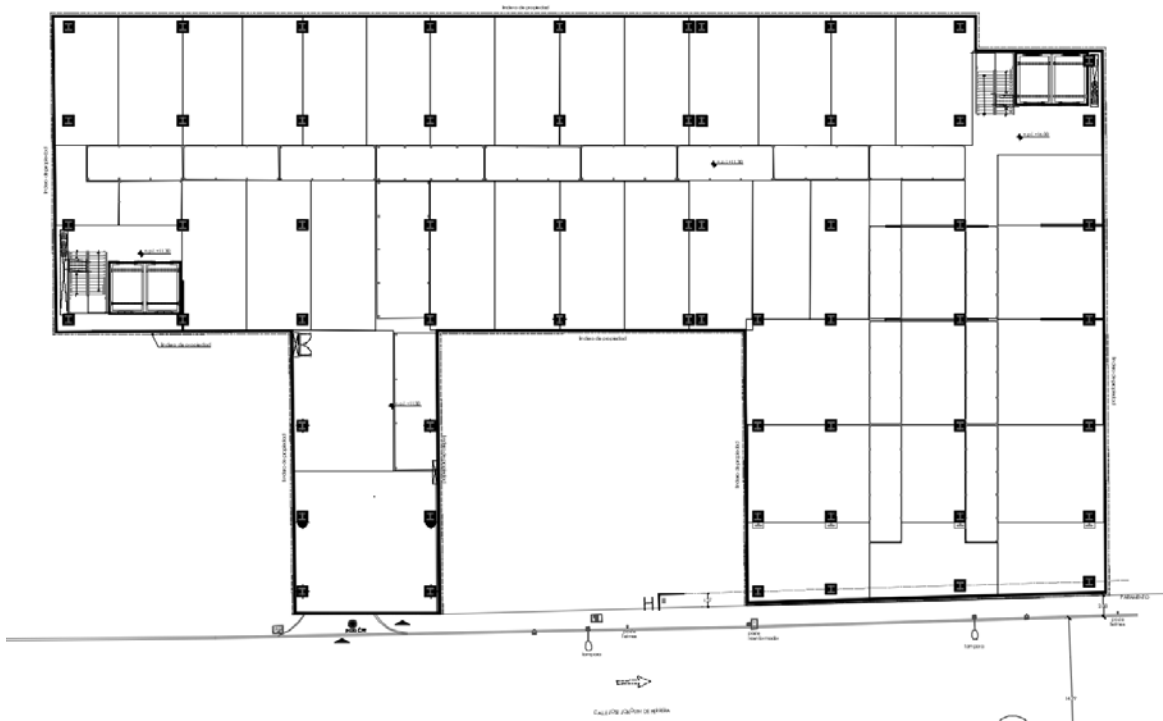
La estructura corresponde a un centro comercial de 4 niveles y un sótano. En donde se almacena mercancía y se tiene venta al público. Se desplanta sobre terreno natural a una profundidad de 6 metros. De la figura 2 a la figura 6 se presentan las plantas arquitectónicas, mientras que de figura 7 a figura 9 se muestran las elevaciones.



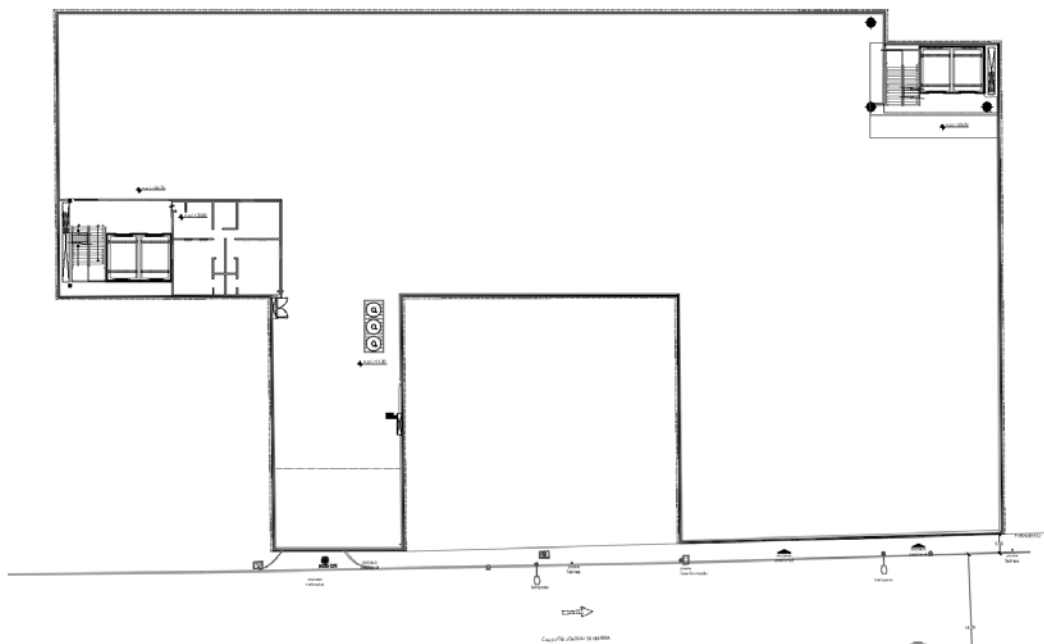
**figura 2 Planta arquitectónica sótano nivel -5.20.**



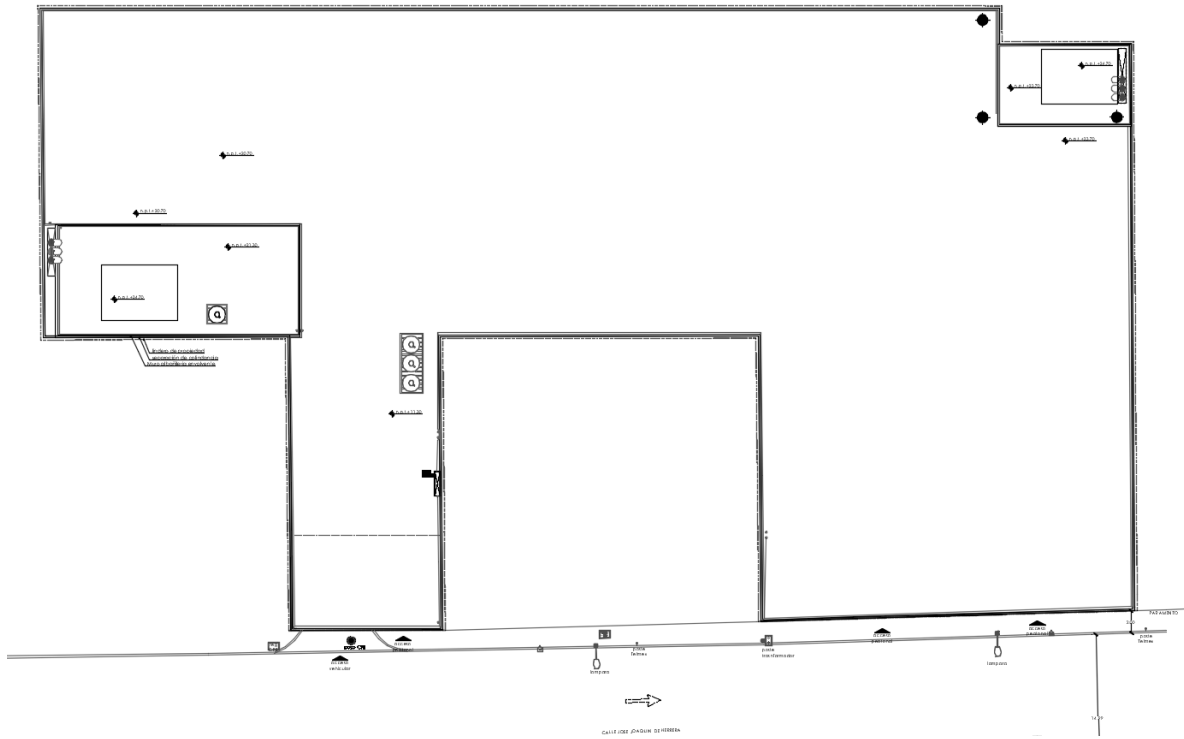
**figura 3 Planta arquitectónica locales nivel +0.70**



**figura 4 Planta arquitectónica bodegas nivel +16.00**

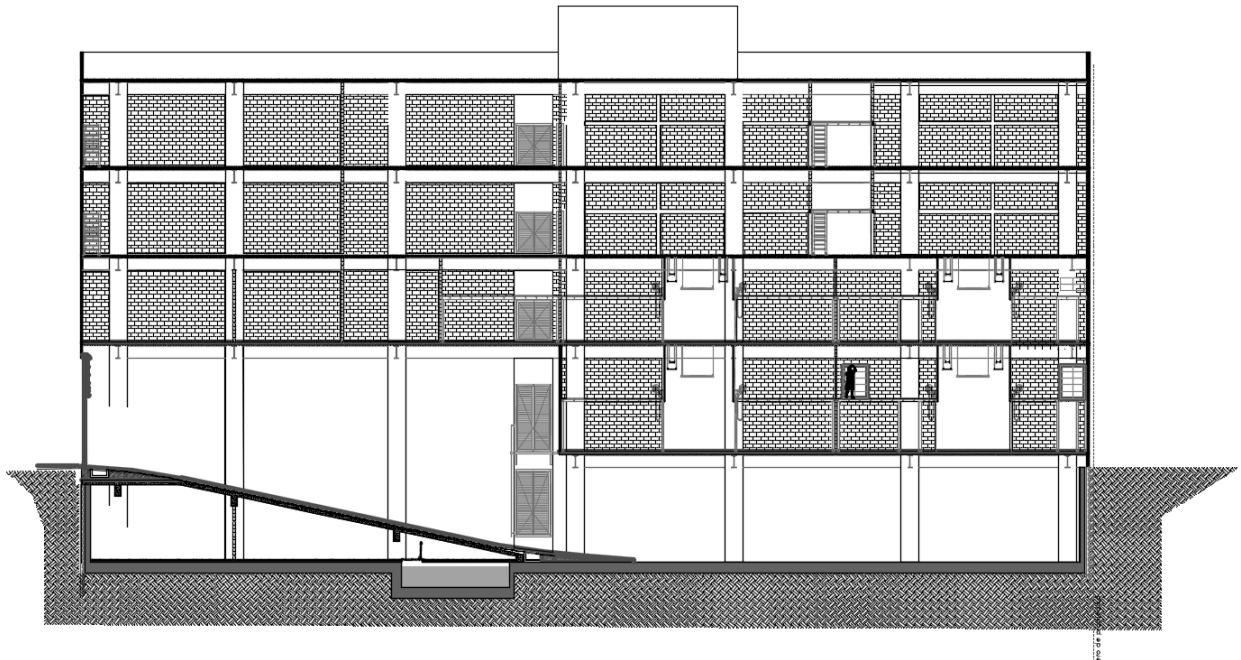


**figura 5 Planta arquitectónica oficinas nivel +20.70**

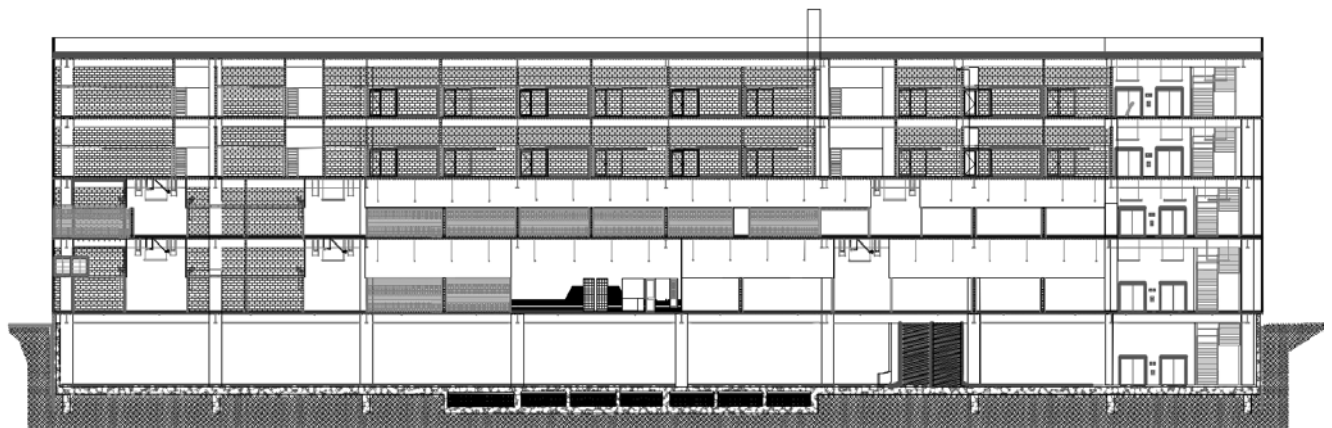


**figura 6 Planta arquitectónica azoteas nivel +23.70**

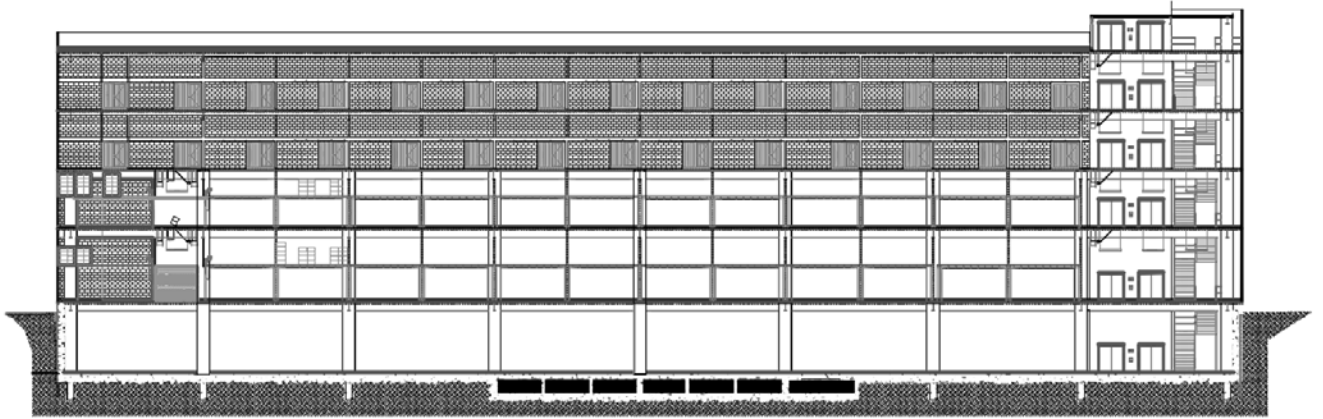




*figura 7 Sección transversal C-2*



*figura 8 Sección transversal C-4*



*figura 9 Sección transversal C-3*

## 1. ESTRUCTURACIÓN GENERAL

La estructuración del edificio se presenta en la tabla 1 donde se describe la cimentación, el sistema estructural y el sistema de piso.

**Tabla 1 Descripción de la estructura**

Nivel	Estructuración
Cimentación	Muro berlín con un espesor de 30 cm, losa de cimentación de 50 centímetros de espesor, dados de 160 por 160 cm y contratrabes de 180 por 50 cm
Sistema estructural	El sistema estructural está resuelto mediante marcos de columnas de concreto, traveses de perfiles IR metálicas y muros de concreto.
Sistema de piso	Losacero calibre 22 espesor de 10 cm

### Bases para el análisis estructural

En esta sección se presentan las especificaciones y normas utilizadas para el diseño estructural.

#### Reglamentos aplicables

- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 2017 (RCDF)
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del RCDF - 2017 (NTC-DCEC)
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero del RCDF - 2017 (NTC-DCEA)
- Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones del RCDF - 2017 (NTC-CADEE)
- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo del RCDF – 2017 (NTC-DS)

## 2. ANÁLISIS DE CARGAS

Las cargas consideradas sobre la estructura fueron el peso propio de los elementos estructurales, la carga viva que corresponde según lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones del reglamento de construcciones para el Distrito Federal (2017) y la carga muerta calculada a base de un análisis de carga muerta.

### 2.1 Cargas Vivas

En la tabla 2, se presentan las cargas vivas a considerar en las bodegas, en la tabla 3 se presentan las cargas vivas en la azotea y en la tabla 4 se muestran las cargas vivas en el estacionamiento. En la tabla 5 cargas vivas unitarias de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, capítulo 6.3 se presenta el criterio utilizado para considerar las diferentes cargas vivas.

**Tabla 2 Cargas Vivas en bodegas (NTC-2017)**

Nivel	Asentamiento (kg/m <sup>2</sup> )	Accidental (kg/m <sup>2</sup> )	Máxima (kg/m <sup>2</sup> )
Bodegas	560	630	700

**Tabla 3 Cargas Vivas en azotea (NTC-2017)**

Nivel	Asentamiento (kg/m <sup>2</sup> )	Accidental (kg/m <sup>2</sup> )	Máxima (kg/m <sup>2</sup> )
Azotea	400	450	500

**Tabla 4 Cargas Vivas en estacionamiento (NTC-2017)**

<b>Nivel</b>	<b>Asentamiento (kg/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Accidental (kg/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Máxima (kg/m<sup>2</sup>)</b>
Estacionamiento	40	100	250

**Tabla 5 Cargas vivas unitarias**

<b>Destino de piso o cubierta</b>	<b>W (asentamientos) (kg/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Wa (accidental) (kg/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Wm (máxima) (kg/m<sup>2</sup>)</b>
g) Comercios, fábricas y bodegas	0.8Wm	0.9Wm	Wm
k) Garajes y estacionamiento (exclusivamente para automóviles)	40	100	250

## **2.2 Cargas Muertas**

En tabla 6 se muestra el análisis de cargas muertas en las bodegas, en la tabla 7 se muestran los análisis de carga muerta para la azotea y en la tabla 8 el análisis de cargas muertas en el estacionamiento.

**Tabla 6 Carga muerta en bodegas:**

<b>Concepto</b>	<b>Peso, en kg/m<sup>2</sup></b>
Losacero espesor 10 cm	325
Acabados	30
Instalaciones	70
Muros no estructurales	200
Sobrecarga reglamentaria	40
<b>CM</b>	<b>665</b>

**Tabla 7 Carga muerta en azotea:**

<b>Concepto</b>	<b>Peso, en kg/m<sup>2</sup></b>
Losacero espesor 10 cm	325
Acabados	30
Instalaciones	70
Pretils	50
Sobrecarga reglamentaria	40
Impermeabilizante	150
<b>CM</b>	<b>665</b>

**Tabla 8 Carga muerta en estacionamiento:**

Concepto	Peso, en kg/m <sup>2</sup>
Losa de cimentación	1200
Acabados	20
Instalaciones	20
Pretilos, banquetas y guarniciones	60
Sobrecarga reglamentaria	40
<b>CM</b>	<b>1340</b>

## 2.1 Resumen (pesos totales)

**Tabla 9 Resumen de cargas muertas y vivas en entrepisos**

ENTREPISOS			
Concepto	Media (kg/m <sup>2</sup> )	Accidental (kg/m <sup>2</sup> )	Máxima (kg/m <sup>2</sup> )
Carga viva	560	630	700
Carga muerta	665	665	665
<b>Total =</b>	<b>1,225</b>	<b>1,295</b>	<b>1,365</b>

**Tabla 10 Resumen de cargas muertas y vivas en azotea**

AZOTEA			
Concepto	Media (kg/m <sup>2</sup> )	Accidental (kg/m <sup>2</sup> )	Máxima (kg/m <sup>2</sup> )
Carga viva	400	450	500
Carga muerta	665	665	665
<b>Total =</b>	<b>1,065</b>	<b>1,115</b>	<b>1,165</b>

**Tabla 11 Resumen de cargas muertas y vivas en estacionamiento**

<b>AZOTEA</b>			
<b>Concepto</b>	<b>Media (kg/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Accidental (kg/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Máxima (kg/m<sup>2</sup>)</b>
Carga viva	40	100	250
Carga muerta	1,340	1,340	1,340
<b>Total =</b>	<b>1,380</b>	<b>1,440</b>	<b>1,590</b>

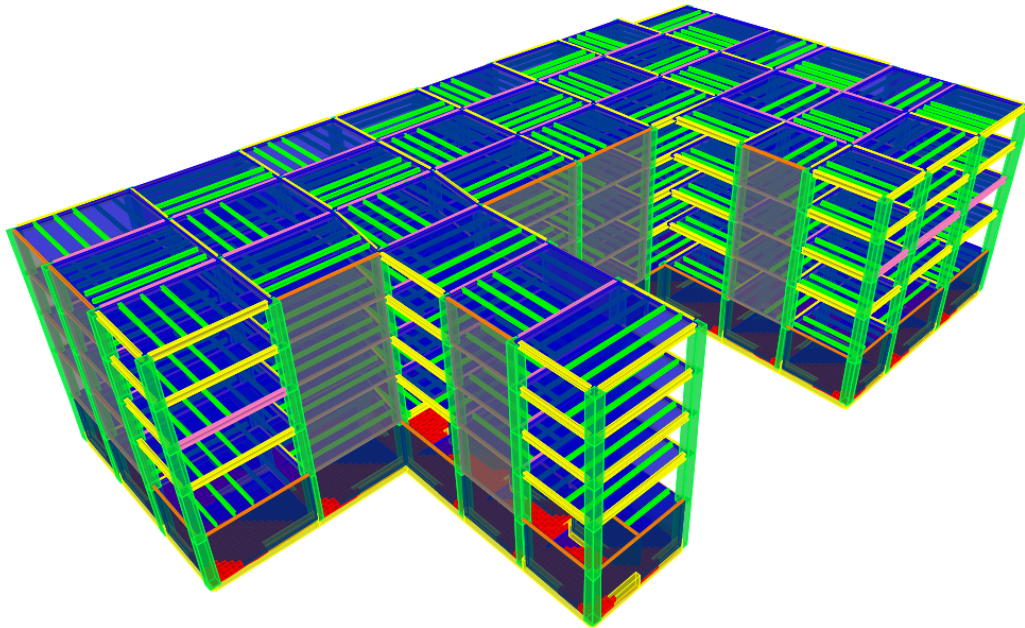
**NOTA:** Adicionalmente, se considerará el peso propio de los elementos estructurales, tales como trabes, columnas y otros elementos que conforman el sistema estructural.



### 3. DETERMINACIÓN DE ESPECTRO DE DISEÑO

El análisis estructural se realizó a partir de un modelo tridimensional donde las columnas, las traveses y los largueros se modelaron con elementos tipo barra (estructura reticular).

En la se presenta el modelo realizado en el programa SAP 2000 v.14



*figura 10 Modelo tridimensional (Isométrico reticular e isométrico extruido)*

### 3.1 Condiciones de irregularidad

Para que una estructura se considere regular se deben satisfacer los requisitos del apartado 5 "Condiciones de regularidad" establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-DS, 2017).

En la tabla 12 se muestran las condiciones de irregularidad según las NTC-DS-2017 y se observa que no se cumplen con las condiciones 4 y 11.

**Tabla 12 Condiciones de irregularidad**

No.	Condición	Cumple	No cumple
(5.1) 1	Los diferentes muros, marcos y demás sistemas sismo-resistentes verticales son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio. Se considera que un plano o elemento sismo-resistentes es sensiblemente paralelo a uno de los ejes ortogonales cuando el ángulo que forma en planta con respecto a dicho eje no excede 15 grados.	✓	
(5.1) 2	La relación de su altura a la menor dimensión de su base no es mayor que cuatro.	✓	
(5.1) 3	La relación de largo a ancho de la base no es mayor que cuatro.	✓	
(5.1) 4	En planta no tiene entrantes ni salientes de dimensiones mayores que 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera el entrante o saliente.		✓
(5.1) 5	Cada nivel tiene un sistema de piso cuya rigidez y resistencia en su plano satisfacen lo especificado en la sección 2.7 para un diafragma rígido.	✓	
(5.1) 6	El sistema de piso no tiene aberturas que en algún nivel excedan 20 por ciento de su área en planta de dicho nivel, y las áreas huecas no difieren en posición de un piso a otro. Se exime de este requisito la azotea de la construcción.	✓	

No.	Condición	Cumple	No cumple
(5.1) 7	El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 120 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior.	✓	
(5.1) 8	En cada dirección, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior. Además, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 125 por ciento de la menor de las dimensiones de los pisos inferiores en la misma dirección.	✓	
(5.1) 9	Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en las dos direcciones de análisis por diafragmas horizontales o por vigas. Por consiguiente, ninguna columna pasa a través de un piso sin estar ligada con él.	✓	
(5.1) 10	Todas las columnas de cada entrepiso tienen la misma altura, aunque esta puede variar de un piso a otro. Se exime de este requisito al último entrepiso de la construcción.	✓	
(5.1) 11	La rigidez lateral de ningún entrepiso difiere en más de 20 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.		✓
(5.1) 12	En ningún entrepiso el desplazamiento lateral de algún punto de la planta excede en más de 20 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de la misma.	✓	

No.	Condición	Cumple	No cumple
<b>(5.1) 13</b>	En sistemas diseñados para Q de 4, en ningún entrepiso el cociente de la capacidad resistente a carga lateral entre la acción de diseño debe ser menor que el 85 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. En sistemas diseñados para Q igual o menor que 3, en ningún entrepiso el cociente antes indicado debe ser menor que 75 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir apreciablemente a ella. Queda excluido de este requisito el último entrepiso.	✓	
<b>(5.3) 1</b>	El desplazamiento lateral de algún punto de las plantas excede en más de 30 por ciento el desplazamiento de los extremos de la misma.	✓	
<b>(5.3) 2</b>	La rigidez lateral o la resistencia al corte de algún entrepiso exceden en más de 40 por ciento de la del entrepiso inmediato inferior. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente y la rigidez lateral de cada entrepiso teniendo en cuenta que puedan contribuir apreciablemente a ellas.	✓	
<b>(5.3) 3</b>	Más de 30 por ciento de las columnas ubicadas en un entrepiso no cumplen con el requisito 9	✓	

De lo anterior, la estructura se clasifica como una estructura irregular, por lo tanto, le toca un factor de corrección por irregularidad de  $FI = 0.8$ .

### 3.2 Factor de corrección por hiperestaticidad ( $k_1$ )

En la tabla 13 se describen las condiciones para determinar el factor de corrección por hiperestaticidad.

**Tabla 13 Corrección por hiperestaticidad**

Factor	Condición
0.8	para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que tengan menos de tres crujías resistentes a sismo en la dirección de análisis y dos o menos crujías resistentes a sismo en la dirección normal a la de análisis
1.0	para estructuras de mampostería, y para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que tengan tres o más crujías resistentes a sismo en las dos direcciones de análisis;
1.25	Para los sistemas estructurales duales incluidos en las tablas 4.2.1 y 4.2.2

De la tabla anterior se concluye que para la estructura analizada le corresponde un factor de corrección por hiperestaticidad igual a  $k_1 = 1$

### 3.1 Propiedades estructurales consideradas para obtener el espectro

En la tabla 14 se muestra un resumen de las propiedades consideradas para el diseño estructural.

**Tabla 14 Propiedades estructurales consideradas para el diseño**

Propiedad	Valor	Descripción
Clasificación de la estructura	Grupo B	Debido a que la estructura está destinada a comercio.
Factor de importancia	1.0	Por ser estructura grupo B
Condición de regularidad (FI)	0.8	Estructura es irregular, de acuerdo con lo establecido en el capítulo 5 "Condiciones de regularidad" de las NTC-DS (2017).
Factor de comportamiento sísmico (Q)	3.0	Conforme a las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3 de las NTC-DS (2017)

Propiedad	Valor	Descripción
Factor de corrección por hiperestaticidad (k1)	1.0	0.8 para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que tengan menos de tres crujías resistentes a sismo en la dirección de análisis y dos o menos crujías resistentes a sismo en la dirección normal a ala de análisis.

**Tabla 15 Coordenadas para determinar el espectro en el SASID**

Latitud longitud	Coordenada
Latitud	19.4385902
Longitud	-99.1242288

**Tabla 16 Valores reportados en el SASID**

Parámetro	Valor
a0 (gal)	294
c (gal)	1084
Ta (s)	1.5
Tb (s)	2.8
k	0.145

### **3.2 Espectro de diseño**

El espectro de diseño para el análisis sísmico se determinó mediante los espectros de diseño contenidos en el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño, denominado SASID (<https://sasid.unam.mx/webNormasCDMX/>) de acuerdo con lo establecido en las NTC-DS-2017.

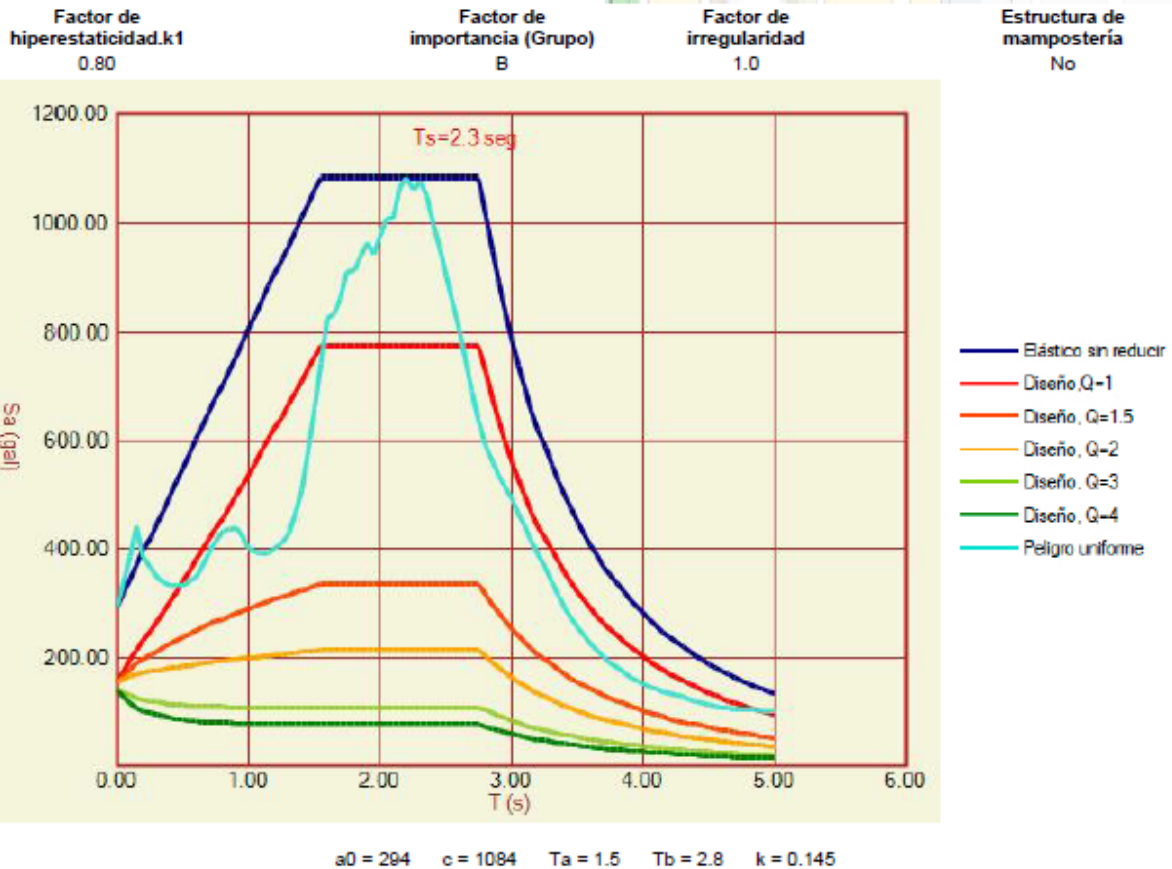
Por otra parte, el espectro de diseño se encuentra afectado por el factor de corrección por irregularidad y el factor de corrección por hiperestaticidad determinados anteriormente.

## ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO

Solicitado por: Erick Rodriguez  
 Correo electrónico: erodriguez@jeaningenieros.com

Folio: NTCDS-CDMX-2022-40-1061  
 Fecha de generación: 24/01/2022 18:49

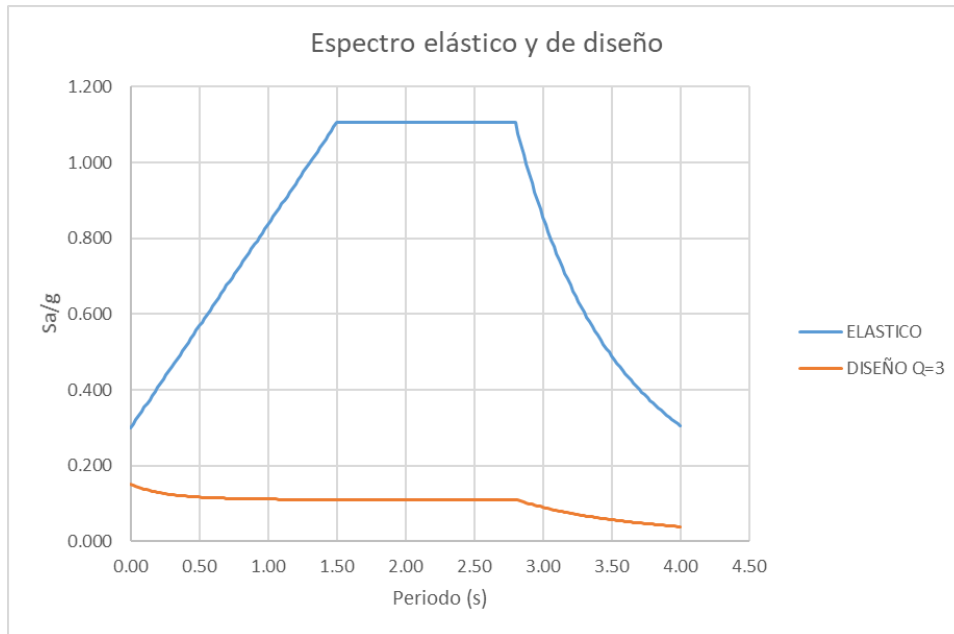
Ubicación: Latitud: 19.4385902, Longitud: -99.1242288  
 Dirección del predio: Calle de José Joaquín de Herrera 35, Centro, CDMX, México



.....

**Figura 11 Catalogo de espectros contenidos en el SASID**





**Figura 12 Espectro de diseño y espectro elástico**

#### 4. CASOS Y COMBINACIONES DE CARGAS

Se consideraron 8 condiciones independientes de carga (5 de ellas estáticas y 2 dinámicas) y 11 combinaciones de carga y una envolvente. Las condiciones de carga se muestran en la tabla 17, las cuales se emplearon para definir las combinaciones de carga (tabla 18) de acuerdo a las NTC-2017.

##### 4.1 Condiciones de carga para el modelo estructural

**Tabla 17 Condiciones de carga para el modelo estructural**

Condición	Descripción
PP	Peso Propio
CM	Carga muerta
CVmáx	Carga viva máxima
CVacc	Carga viva accidental
CVmed	Carga viva media
SX	Sismo en dirección X

Condición	Descripción
SY	Sismo en dirección Y
CGran	Carga debido al granizo

#### 4.1 Combinaciones de carga empleadas en el modelo estructural

**Tabla 18 Combinaciones de carga empleadas en el análisis**

No. combinación	CM	PP	CVacc	CVmáx	SX	SY	CVmed	CGran
Comb1	1.3	1.3	-	1.5	-	-	-	-
Comb2	1.1	1.1	1.1	-	1.1	0.33	-	-
Comb3	1.1	1.1	1.1	-	-1.1	0.33	-	-
Comb4	1.1	1.1	1.1	-	1.1	-0.33	-	-
Comb5	1.1	1.1	1.1	-	-1.1	-0.33	-	-
Comb6	1.1	1.1	1.1	-	0.33	1.1	-	-
Comb7	1.1	1.1	1.1	-	-0.33	1.1	-	-
Comb8	1.1	1.1	1.1	-	0.33	-1.1	-	-
Comb9	1.1	1.1	1.1	-	-0.33	-1.1	-	-
Comb10	1.1	1.1	-	-	-	1.1	-	-
Comb11	1.1	1.1	-	-	-	-	-	1.1
Asentamiento	1.0	1.0	-	-	-	-	1.0	-
Env	ENVOLVENTE							

## 5. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES A EMPLEAR

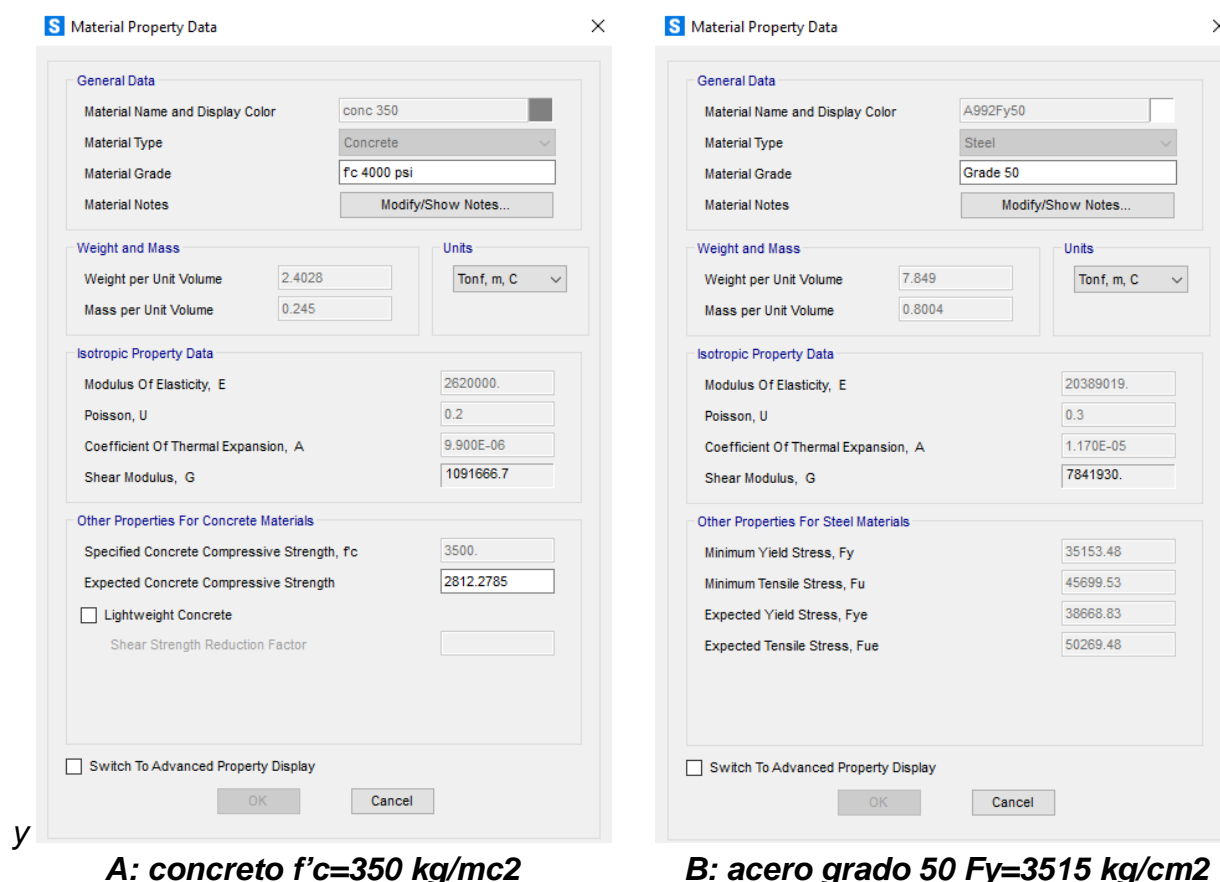
Las características de los materiales empleados en cada uno de los elementos estructurales son las consideradas en la tabla 19.

**Tabla 19 Características de los materiales**

MATERIAL	RESISTENCIA – MÓDULO DE ELASTICIDAD
Concreto para elementos tipo columnas, trabes, zapatas y firmes	$f'c=300 \text{ kg/cm}^2$ $E=14,000\sqrt{250}=221,359.4 \text{ kg/cm}^2$
Acero de refuerzo adicional (varillas #3)	$f_y=4,200 \text{ kg/cm}^2$
Acero de refuerzo (varillas #2)	$f_y=2,530 \text{ kg/cm}^2$ $E=2,040,000 \text{ kg/cm}^2$
Acero estructural ASTM-A572 gr. 50 en placas (base, conexión, etc)	$f_y=3,515 \text{ kg/cm}^2$ $E=2,040,000 \text{ kg/cm}^2$
Acero estructural ASTM-572 gr. 50 en trabes IR	$f_y=3,515 \text{ kg/cm}^2$ $E=2,040,000 \text{ kg/cm}^2$
Acero estructural ASTM-572 gr. 50 en columnas OR	$f_y=3,515 \text{ kg/cm}^2$ $E=2,040,000 \text{ kg/cm}^2$
Acero estructural ASTM-500, Perfiles de lámina doblados en frío CF	$f_y=3,500 \text{ kg/cm}^2$ $E=2,040,000 \text{ kg/cm}^2$

En la figura 13 A se muestra la asignación de las propiedades de un concreto con una resistencia a compresión de  $f'_c=350 \text{ kg/cm}^2$  y un módulo de elasticidad  $E=221,359.4 \text{ kg/cm}^2$

En la figura 13 B se muestra la asignación de las propiedades de un acero grado 50 con un módulo de fluencia de  $f_y=3,515 \text{ kg/cm}^2$  y un módulo de elasticidad  $E=2,040,000 \text{ kg/cm}^2$



**A: concreto  $f'_c=350 \text{ kg/mc}^2$**

**B: acero grado 50  $F_y=3515 \text{ kg/cm}^2$**

**figura 13 asignación de propiedades de los materiales.**

## 6. ANÁLISI DINÁMICO MODAL ESPECTRAL

En este apartado se presentan los resultados del análisis modal realizado para los primeros doce modos de vibrar. En el análisis se consideraron los suficientes modos para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis fuera mayor al 90 por ciento del peso total de la estructura.

### 6.1 Asignación de las masas

Para la asignación de las masas se tomaron en cuenta las condiciones de carga definidas en el inciso 4.

Condición	Descripción
PP	Peso Propio
CM	Carga muerta
CVacc	Carga viva accidental
GRAN	Granizo

## 6.2 Periodos fundamentales de la estructura

En la tabla 20 se presentan los primeros 12 periodos y los coeficientes de participación modal de la estructura, en el apéndice se muestra la tabla con todos los modos cumpliendo la participación de masas del 90%.

**Tabla 20 Primeros 12 periodos y coeficientes de participación modal**

Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	1.43	0.65	0.00	0.14	0.65	0.00	0.14
2	1.37	0.00	0.66	0.40	0.65	0.66	0.54
3	1.24	0.00	0.00	0.12	0.65	0.66	0.66
4	0.62	0.00	0.01	0.02	0.65	0.67	0.68
5	0.62	0.00	0.00	0.00	0.65	0.67	0.68
6	0.51	0.01	0.00	0.00	0.67	0.67	0.68
7	0.47	0.00	0.02	0.02	0.67	0.70	0.70
8	0.44	0.00	0.01	0.00	0.67	0.70	0.70
9	0.40	0.06	0.00	0.01	0.73	0.70	0.71
10	0.24	0.00	0.27	0.20	0.73	0.97	0.91
11	0.24	0.27	0.00	0.06	0.99	0.98	0.97
12	0.21	0.00	0.01	0.02	0.99	0.99	0.99

### 6.1 Efectos de torsión

Con base en lo establecido en el inciso 2.2 “Efectos de torsión” de las NTC-DS (2017), la excentricidad accidental ( $e_{ai}$ ) se calcula con la ecuación 1 (2.2.3 de la misma norma).

$$\left[0.05 + 0.05(i-1)/(n-1)\right]b_i$$

#### **Ecuación 1 excentricidad accidental $e_{ai}$**

donde:

$b_i$ : es la dimensión del  $i$ -ésimo piso en la dirección perpendicular a la dirección de análisis

$n$ : el número de pisos del sistema estructural.

La tabla 21 presenta el cálculo de la excentricidad accidental

**Tabla 21 Cálculo de la excentricidad accidental**

EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL PARA SISMO EN DIRECCION X			EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL PARA SISMO EN DIRECCION Y		
Nivel (i)	$b_i$ (m)	$e_{ai}$ (m)	Nivel (i)	$b_i$ (m)	$e_{ai}$ (m)
1	55.3	2.77	1	97.2	4.86
2	55.3	3.69	2	97.2	6.48
3	55.3	4.61	3	97.2	8.10
4	55.3	5.53	4	97.2	9.72

### 6.2 Revisión de Cortante Basal

En la sección 1.7 de las NTC-DS, 2017, se establece que, si en la dirección de análisis se encuentra que la fuerza cortante basal  $V_o$  obtenida con el análisis dinámico modal especificado, es menor que  $a_{min}W_o$ , se incrementarán todas las fuerzas de diseño en una proporción tal que  $V_o$  iguale ese valor; los desplazamientos no se afectarán por esta corrección.

$W_o$  es el peso total de la estructura al nivel del desplante, y  $a_{min}$  se tomará igual a  $0.02/R$  cuando  $T_s < 0.5$  s o  $0.06/R$  si  $T_s \geq 1.0$  s, donde  $T_s$  es el periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés, mientras que  $R$  es el factor de reducción por sobre-

resistencia. Para valores de  $T_s$  comprendidos entre 0.5 y 1.0,  $a_{min}$  se hará variar linealmente entre  $0.04/R$  y  $0.05/R$ .

De acuerdo con lo anterior:

El factor de sobre-resistencia ( $R$ ) se determina con la ecuación 3.5.1 de las NTC-DS (2017) que se muestra a continuación:

$$R = k_1 R_0 + k_2$$

### ***Ecuación 2 Factor de sobre-resistencia R***

donde:

$R_0$ : es el factor básico de sobre-resistencia del sistema estructural que se tomó igual a 1.75 para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos a los que se les asigna  $Q$  menor que 3

$k_1$ : es el factor de corrección por hiperestaticidad, definido anteriormente;

$k_2$ : es un factor de incremento para estructuras pequeñas y rígidas, que se obtiene de la ecuación 3.5.2 de las NTC-DS (2017):

$$k_2 = 0.5 \left[ 1 - \left( \frac{T}{T_a} \right)^{1/2} \right] > 0$$

### ***Ecuación 3 factor de incremento para estructuras pequeñas***

El factor de sobre-resistencia ( $R$ ) es igual a:

$$\text{Dirección X (T = 1.43 s)} \quad R = (1)(2) + 0.012 = 2.01$$

$$\text{Dirección Y (T = 1.37 s)} \quad R = (1)(2) + 0.022 = 2.02$$

Por otro lado, el periodo dominante del terreno es igual a  $T_s = 2.3$  s, por lo que la ordenada espectral correspondiente para la revisión del cortante basal es igual a  $0.06/2 = 0.03$

En la tabla 22 se presenta la revisión del cortante en la base.

**Tabla 22 Revisión de cortante basal**

Dirección del Sismo	$T_s$ (s)	Ordenada espectral $a_{min}$	Peso $W_0$ (t)	$V_0 = a_{min}W_0$ (t)	$V_0$ modal (t)	Revisión
sismo X	1.43	0.03	37,644	1129.33	2,892	0.39
sismo Y	1.37	0.03		1129.33	2,948	0.38

Por lo tanto, no se requiere realizar corrección por cortante basal mínimo.

## 7. REVISIÓN DE DISTORSIONES DE ENTREPISO

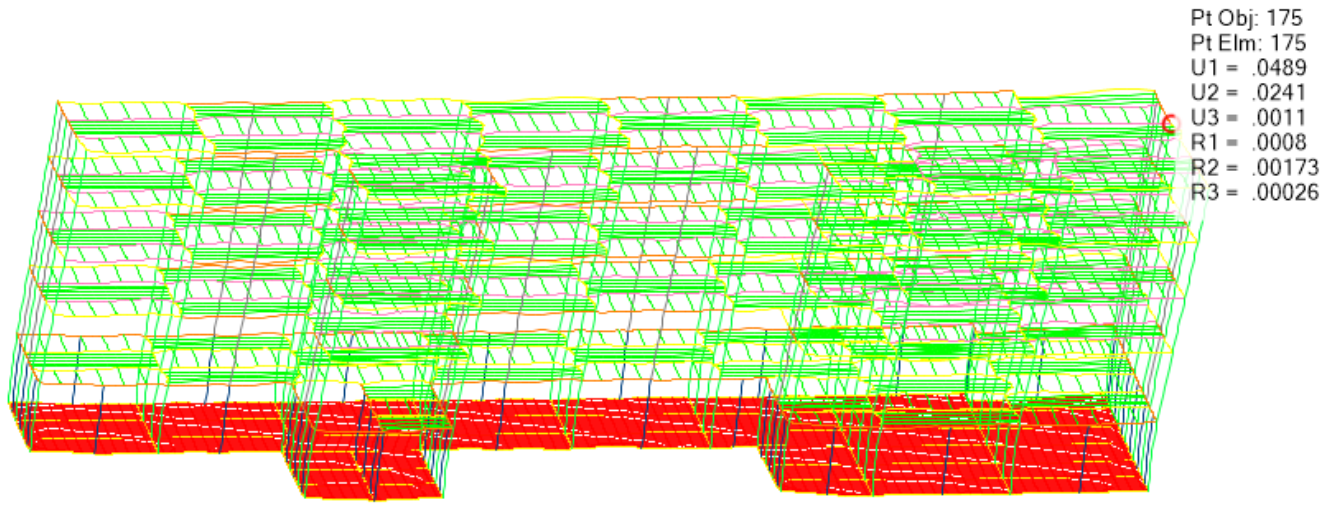
La distorsión de entrepiso se define como la diferencia entre los desplazamientos laterales de los pisos consecutivos que lo delimitan dividida entre la diferencia de elevaciones correspondiente. Para los efectos de la revisión, los desplazamientos laterales se obtienen del análisis realizado con las fuerzas sísmicas de diseño. Se deberá revisar los desplazamientos laterales para las dos condiciones de diseño siguiente:

- a) Estado límite de prevención contra colapso
- b) Estado límite de limitación de daños ante sismos frecuentes

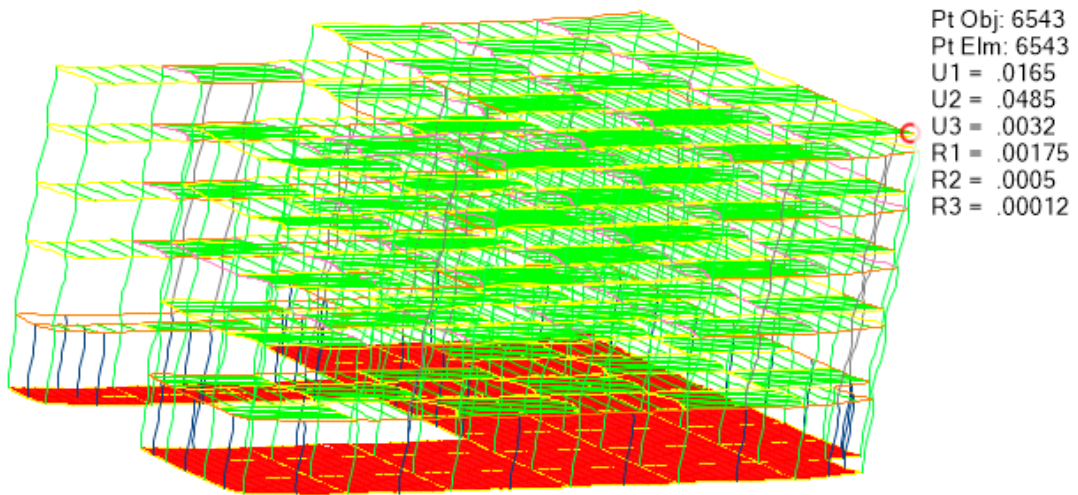
### 7.1 Desplazamientos laterales en ambas direcciones

Las figuras Figura 14 y Figura 15 se muestran las condiciones deformadas en dirección X y dirección Y, respectivamente.





**Figura 14 Deformada del modelo tridimensional en la condición de sismo en X**



**Figura 15 Deformada del modelo tridimensional en la condición de sismo en Y**

## 7.2 Estado límite de prevención de colapso

La distorsión máxima permitida ( $\delta_{perm}$ ) se especifica en la tabla 4.2.1 de las NTC-DS (2017), la cual establece un valor igual a 0.015 para estructuras formadas por sistema dual formado por marcos y muros de concreto y ductilidad media ( $Q=3$ ).

De acuerdo con las NTC-DS (2017) la distorsión de entrepiso debe de estar multiplicada por  $QR$  para poder compararse con  $\delta_{perm}$ . El factor de sobre-resistencia ( $R$ ) se determina con la ecuación 3.5.1 de las NTC-DS (2017) calculada anteriormente para la revisión del cortante basal.:

En la tabla 23 y Tabla 24 se presentan los desplazamientos y distorsiones de entrepiso obtenidas para dirección X y Y respectivamente.

**Tabla 23 Desplazamientos laterales y distorsiones en dirección X.**

Nivel	Altura total (m)	Sismo dirección X					
		Desp. (m)	Desp. Relativo (m)	Desp. Relativo*Q*R (m)	Distorsión	Distorsión permisible	Estado
S1	0	0	0	0	0	0.015	PASA
PB	5.9	0.011	0.011	0.066	0.011	0.015	PASA
N1	11.8	0.026	0.015	0.088	0.015	0.015	PASA
N2	16.5	0.037	0.011	0.068	0.014	0.015	PASA
N3	21.2	0.048	0.011	0.066	0.014	0.015	PASA
N4	25.9	0.059	0.011	0.065	0.014	0.015	PASA

**Tabla 24 Desplazamientos laterales y distorsiones en dirección Y.**

Nivel	Altura total (m)	Sismo dirección Y					
		Desp. (m)	Desp. Relativo (m)	Desp. Relativo*Q*R (m)	Distorsión	Distorsión permisible	Estado
S1	0	0	0	0	0	0.015	PASA
PB	5.9	0.011	0.011	0.064	0.011	0.015	PASA
N1	11.8	0.023	0.012	0.074	0.013	0.015	PASA
N2	16.5	0.033	0.01	0.061	0.013	0.015	PASA
N3	21.2	0.043	0.01	0.06	0.013	0.015	PASA
N4	25.9	0.052	0.009	0.057	0.012	0.015	PASA

De lo anterior, la estructura cumple con el límite de prevención de colapso.

### 7.3 Estado límite de limitación de daños ante sismos frecuentes

De acuerdo con el inciso 1.8 (b) de las NTC-DS (2017), para limitar daños en la estructura ante sismos frecuentes, se deberá revisar que las distorsiones de entrepiso determinadas de acuerdo con el inciso 3.1.1 de la norma, no excedan de 0.002, a menos que todos los elementos no estructurales estén desligados de la estructura principal para no sufrir daño por sus deformaciones o que sean capaces de soportar deformaciones apreciables. En tal caso el límite será 0.004.

Para la revisión de limitación de daños ante sismos frecuentes, las distorsiones máximas de entrepiso deberán obtenerse del análisis con el espectro de diseño reducido por Q y R, multiplicándolas por Q'R y por el factor  $K_s$ , que se determina como:

$$K_s = \begin{cases} \frac{1}{6}; & \text{si } T_s < 0.5s \\ \frac{1}{6-4(T_s-0.5)}; & \text{si } 0.5s \leq T_s < 1.0s \\ \frac{1}{4}; & \text{si } T_s \geq 1.0s \end{cases}$$

En la tabla 25 y 26. se presentan la revisión ante sismos frecuentes en la dirección X y Y, respectivamente.

**Tabla 25 Desplazamientos y distorsiones laterales en la dirección X**

Nivel	Altura total (m)	Sismo dirección X					
		Desp. (m)	Desp. Relativo (m)	Desp. Relativo*Q*R*ks (m)	Distorsión	Distorsión permisible	Estado
S1	0	0	0	0	0	0.004	PASA
PB	5.9	0.011	0.011	0.01	0.002	0.004	PASA
N1	11.8	0.026	0.015	0.013	0.002	0.004	PASA
N2	16.5	0.037	0.011	0.01	0.002	0.004	PASA
N3	21.2	0.048	0.011	0.01	0.002	0.004	PASA
N4	25.9	0.059	0.011	0.01	0.002	0.004	PASA

**Tabla 26 Desplazamientos y distorsiones laterales en la dirección Y**

Nivel	Altura total (m)	Sismo dirección Y					
		Desp. (m)	Desp. Relativo (m)	Desp. Relativo*Q**R*ks (m)	Distorsión	Distorsión permisible	Estado
S1	0	0	0	0	0	0.004	PASA
PB	5.9	0.011	0.011	0.009	0.002	0.004	PASA
N1	11.8	0.023	0.012	0.011	0.002	0.004	PASA
N2	16.5	0.033	0.01	0.009	0.002	0.004	PASA
N3	21.2	0.043	0.01	0.009	0.002	0.004	PASA
N4	25.9	0.052	0.009	0.008	0.002	0.004	PASA

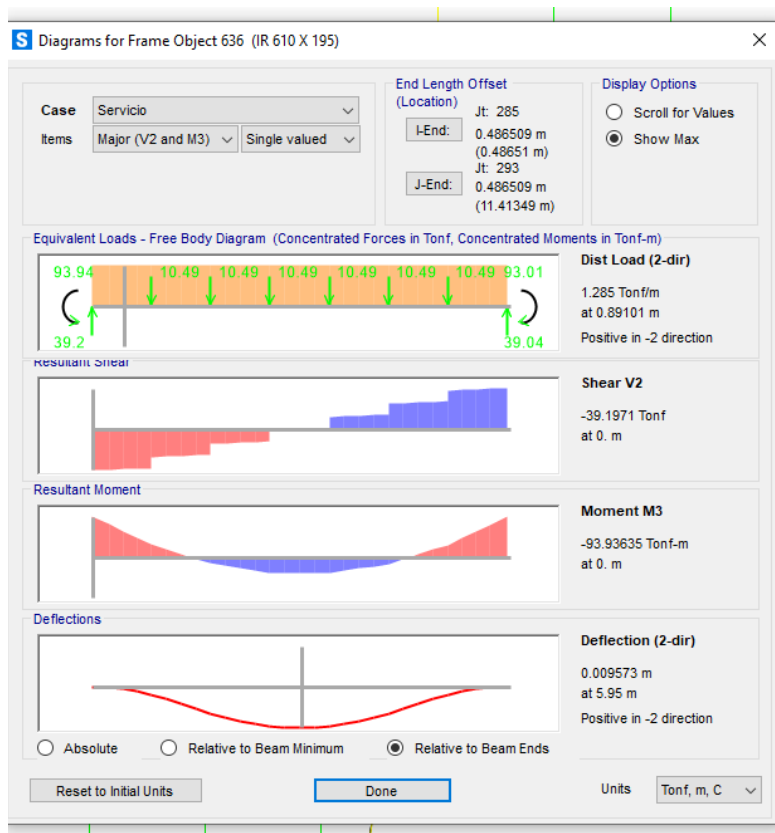
De lo anterior se observa que la estructura cumple con el estado límite de daños ante sismos frecuentes.

## **8. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

### **8.1 Deflexiones en condición de servicio**

Se realizó una revisión de las deflexiones en condición de servicio para verificar que estas se mantienen dentro de los límites prescritos en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTC-CyADEE) del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF, 2017).

En la figura 16 se muestra la deflexión máxima de una trabe IR cuya longitud es igual a 11.9 m.



**figura 16 Deflexiones debidas a carga gravitacional**

La deflexión de la trabe es 0.0095 m, mientras que lo permitido según las NTC-CADE-2017 es la longitud del claro entre 240 ( $L/240=0.05$  m) por lo tanto, se cumple con esta condición de servicio.

## 8.2 Separación a colindancias

De acuerdo con el inciso 1.9 “Separación de edificios colindantes” de las NTC-DS (2017), toda edificación deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos una distancia no menor de 50 mm, ni menor que el desplazamiento lateral calculado para el nivel de que se trate, determinado con el análisis estructural para la revisión de la seguridad contra colapso, que considere los efectos de giro y del corrimiento de la base del edificio. Cuando no se tomen en cuenta dichos efectos, los desplazamientos laterales calculados se aumentarán en 0.003 o 0.006 veces la altura sobre el terreno en las Zonas II o III,

respectivamente. Las zonas quedan definidas conforme a lo indicado en el inciso 1.3 “Zonas” de las NTC-DS (2017).

De tal modo,

$$(DESP.x)(Q)(Rx) = (0.058)(3)(2.05) = 36.1 \text{ cm}$$

$$(DESP.y)(Q)(Rx) = (0.52)(3)(2.06) = 32.3 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se deja una separación a colindancias de 35 cm

A continuación, se describen la metodología y las consideraciones realizadas para el diseño de los elementos estructurales, por otro lado, en el apéndice “A” se presenta un ejemplo del diseño de cada tipo de elemento.

El diseño se realizó con las especificaciones de las Normas Técnicas Complementarias del RCDF-2017.

### **8.3 Diseño de columnas de concreto**

El diseño de las columnas se realizó de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (*NTC-DCEC, 2017*) del RCDF (2016).

El cálculo de la carga resistente nominal para considerar la flexión simultánea sobre los ejes “x” y “y”, se determinó de acuerdo al apartado 5.2.3 de la norma con base en la siguiente expresión.

$$P_R = \frac{I}{\frac{I}{P_{Rx}} + \frac{I}{P_{Ry}} + \frac{I}{P_{R0}}}$$

#### ***Ecuación 4 cálculo de la carga resistente nominal***

Donde:

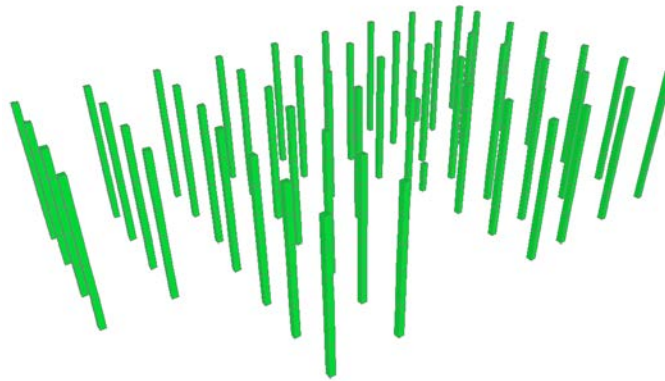
PR = carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades  $e_x$  y  $e_y$ .

PR0 = carga axial resistente de diseño, suponiendo  $e_x = e_y = 0$

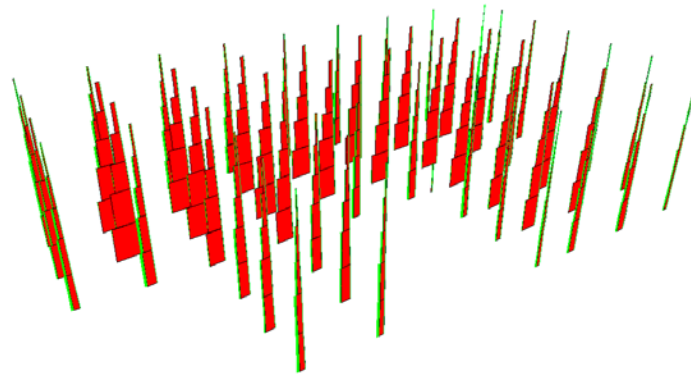
PRx = carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad  $e_y$  en un plano de simetría

PRy = carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad  $e_x$  en otro plano de simetría

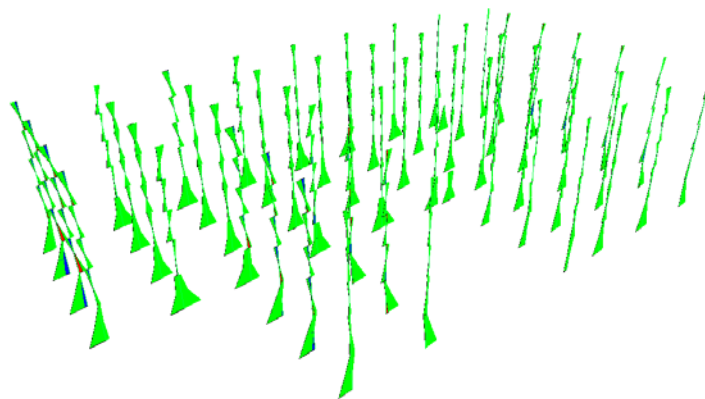




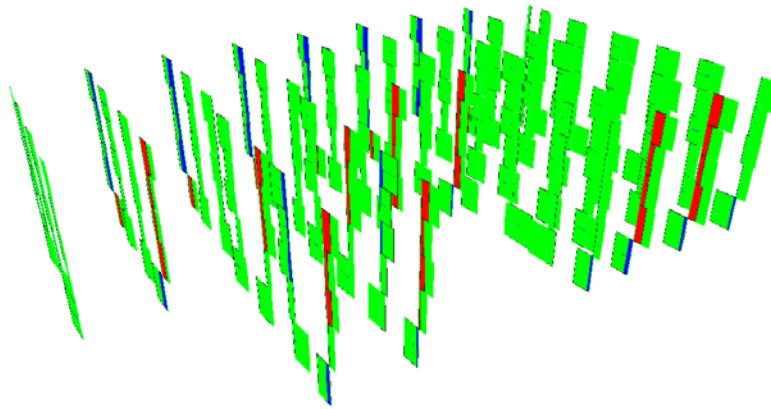
**figura 17 Modelado de las columnas**



**figura 18 Diagramas de momentos en columnas**



**figura 19 Diagramas de momentos en columnas**



*figura 20 Diagramas de fuerza cortante en columnas*

#### 8.4 Diseño de traves metálicas

A continuación, se da un resumen de las expresiones y parámetros utilizado para el diseño de las traves de acero.

#### Flexión

El pandeo lateral está impedido  $L < L_u$

La resistencia nominal de miembros a flexión con patín comprimido soportado lateralmente de forma continua, o está prevista de soportes laterales con separación  $L$  no mayor que  $L_u$ , es igual a:

$$M_n = Z_x F_y = M_p$$

#### ***Ecuación 5 resistencia nominal a la flexión***

donde:

$Z_x$  es el módulo de sección plástico respecto al eje X

$M_p$  es el momento plástico nominal de la sección

Pandeo lateral por flexotorsión,  $L > L_u$

Cuando  $M_e > \frac{2}{3} M_p$  ( $L_u < L \leq L_r$ )

$$M_n = 1.15 M_p \left( 1 - \frac{0.28 M_p}{M_e} \right) \leq M_p$$

#### ***Ecuación 6 resistencia nominal a la flexión***

Cuando  $M_e \leq \frac{2}{3}M_p$  ( $L > L_r$ ),

$$M_e = \frac{C_b \pi E}{L} \sqrt{I_y \left[ \frac{J}{2.6} + \left( \frac{\pi}{L} \right)^2 C_a \right]}$$

### ***Ecuación 7 resistencia nominal a la flexión***

donde:

L: distancia entre los apoyos que soportan la viga lateralmente

$I_y$ : momento de inercia respecto al eje de simetría situado en el plano del alma

J: constante de torsión de Saint Venant

$C_a$ : constante de torsión por alabeo

Las longitudes características  $L_u$  y  $L_r$  se calculan con las expresiones siguientes:

$$L_u = \frac{\sqrt{2}\pi}{X_u} \sqrt{\frac{EC_a}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}}$$

$$L_r = \frac{\sqrt{2}\pi}{X_r} \sqrt{\frac{EC_a}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}}$$

$$X_u = 4.293 \frac{Z_x F_y \pi}{C_b GJ} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}}$$

$$X_r = \frac{4 Z_x F_y \pi}{3 C_b G J} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}}$$

## Cortante

La de diseño en cortante, de una viga es:

$$V_R = F_R V_n$$

La resistencia nominal en cortante,  $V_n$ , de almas de acuerdo con los estados límite de fluencia y de pandeo por cortante es:

$$V_n = 0.6 F_R A C_v$$

Cuando  $\frac{h}{t_a} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$C_v = 1.0$       y       $F_R = 1.0$

Cuando  $\frac{h}{t_a} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$

$C_v = 1.0$

Cuando  $1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \leq \frac{h}{t_a} \leq 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$

$$C_v = \frac{1.10}{h/t_a} \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$

Cuando  $\frac{h}{t_a} > 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$

$$C_v = \frac{1.51 k_v E}{(h/t_a)^2 F_y}$$

donde:

Aa: área del alma

ta: grueso del alma

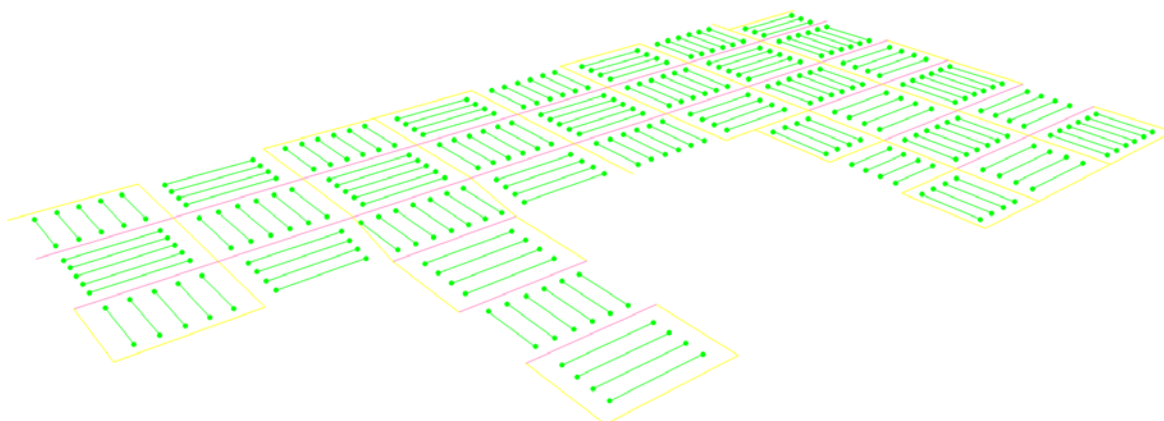
Para el cálculo del coeficiente de pandeo por cortante de la placa del alma,  $k_v$ , se calcula como sigue:

a)  $k_v = 5$  en el alma sin atiesadores transversales

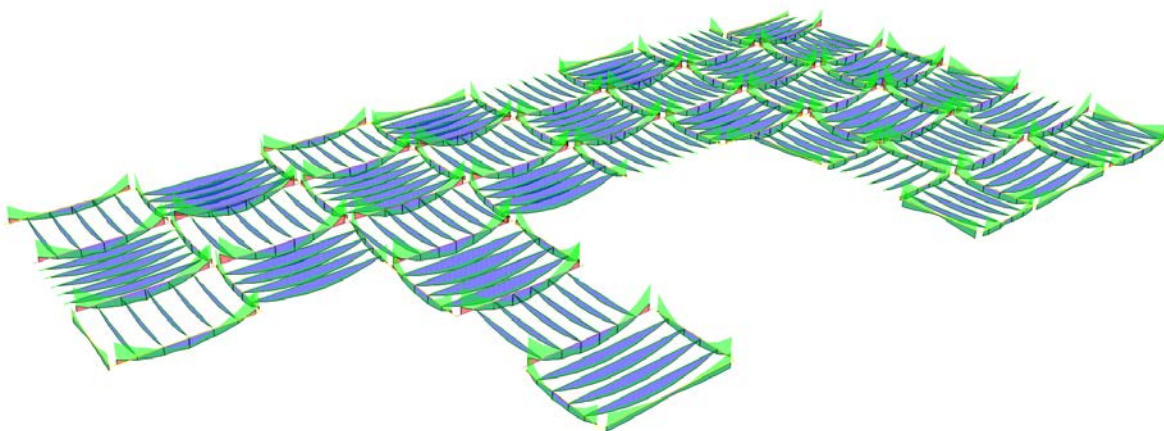
b) para almas con atiesadores transversales es:

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$$

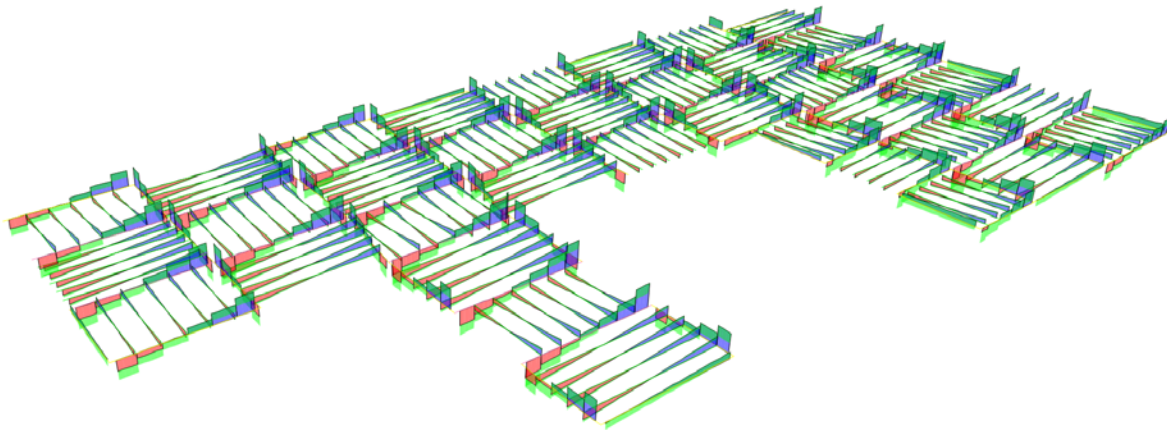
En las figuras figura 21 a figura 23 se presenta el modelado de las traveses y los elementos mecánicos actuantes para los cuales fueron diseñadas:



**figura 21 Modelado de las traveses**



**figura 22 Diagrama de momento flexionante en las traveses**



***figura 23 Diagrama de fuerza cortante en las traves***

En el Apéndice A-2 Ejemplo de diseño de traves metálica, se muestra un ejemplo del diseño de una trabe



## 8.1 Diseño de muros de concreto

La resistencia a flexión de los muros de concreto se determinó con las siguientes expresiones de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-DCEC) del RCDF (2016).

Revisando que  $P_u \leq 0.3F_R t L f_c'$  y la cuantía del acero a tensión es  $\frac{A_s}{td} \leq 0.008$

$$M_R = F_R A_s f_y z$$

### ***Ecuación 8 Resistencia a flexión de muros***

$$z = 1.2 H_m \quad si \quad \frac{H_m}{L} \leq 0.5$$

$$z = 0.4 \left( 1 + \frac{H_m}{L} \right) L \quad si \quad 0.5 \leq \frac{H_m}{L} \leq 1.0$$

$$z = 0.8 L \quad si \quad 1.0 \leq \frac{H_m}{L}$$

donde

$F_R$  factor de reducción efectivo

$A_s$  acero longitudinal del muro

$H_m$  altura total del muro

$L$  longitud del muro

$f_y$  esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

La resistencia a cortante de muros de concreto se determinó con las siguientes expresiones:

$$V_{cR} = 0.85 F_R \sqrt{f_c^*} t L \quad \text{si} \quad \frac{H_m}{L} \leq 1.5$$

$$V_{cR} = F_R t (0.8L) (0.2 + 20p) \quad \text{si} \quad \frac{H_m}{L} \geq 2.0$$

La fuerza cortante que toma el acero del alma se determinó como sigue:

$$p_m = \frac{Vu - V_{cR}}{F_R f_y A_{cm}}$$

$$p_n = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{H_m}{L} \right) (p_m - 0.0025)$$

En ningún caso se admitirá que la fuerza cortante de diseño, Vu, sea mayor que:

$$2F_R A_{cm} \sqrt{f_c}$$

$$p_m = \frac{A_{vm}}{s_m t}; \quad p_n = \frac{A_{vn}}{s_n t}$$

donde

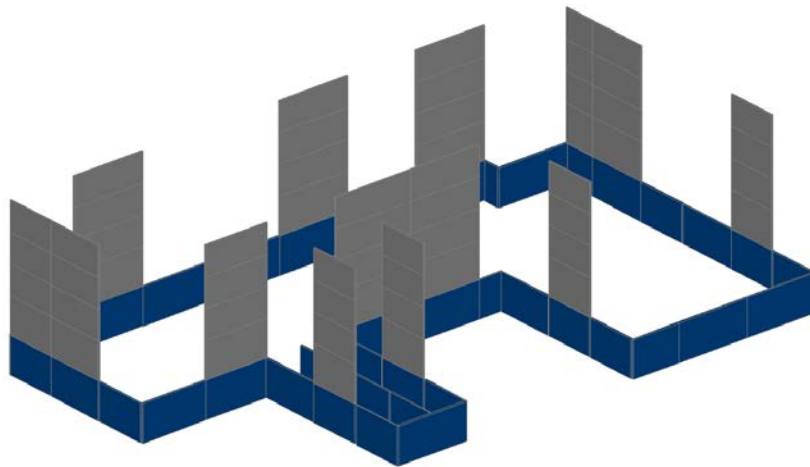
t      espesor del muro

s<sub>m</sub>, s<sub>n</sub>    separación de los refuerzos paralelo y perpendicular a la fuerza cortante de diseño, respectivamente.

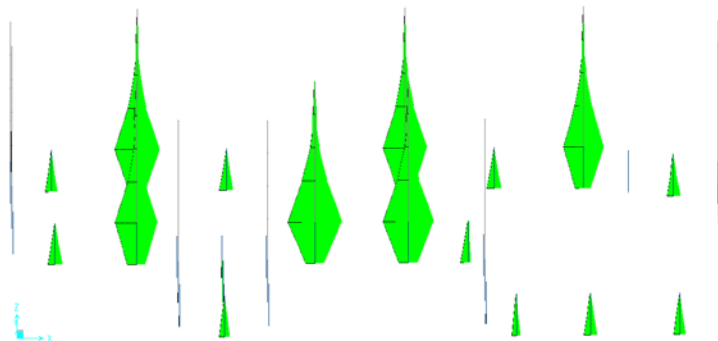
A<sub>vm</sub>    área de refuerzo paralelo a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia s<sub>m</sub>

$A_{vn}$  área de refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia  $s_n$

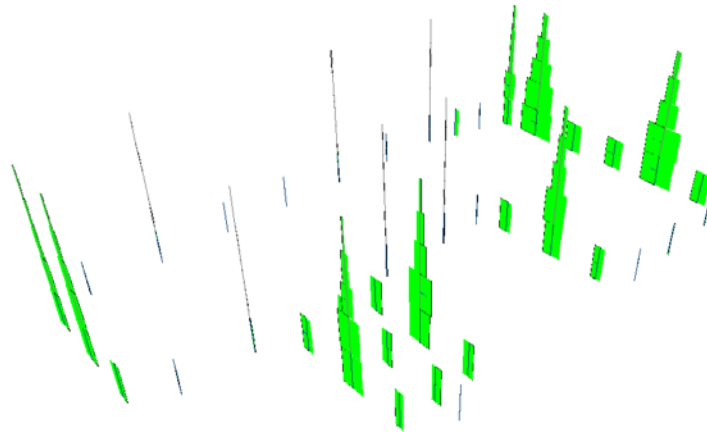
En la



**figura 24 Modelado de muros de concreto**



**figura 25 Diagramas de momentos en muros de concreto**



**figura 26 Diagramas de fuerza cortante en muros de concreto**

## **9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Las secciones de muros, columnas, trabes y losas cumplen con los requerimientos establecidos en las Normas Técnicas Complementarias NTC-2017 publicadas el 15 de diciembre de 2017 a raíz del sismo del 19 de septiembre del mismo año.

Cabe recalcar que este trabajo es una colaboración de varios ingenieros y siempre bajo supervisión en la empresa donde laboro JEAN INGENIEROS S.C. Empresa a la que agradezco la oportunidad de colaborar en este proyecto, en especial al Mtro. Raúl Jean Perrilliat y al Ing, Arturo Rodríguez Mendoza.

## **REFERENCIAS**

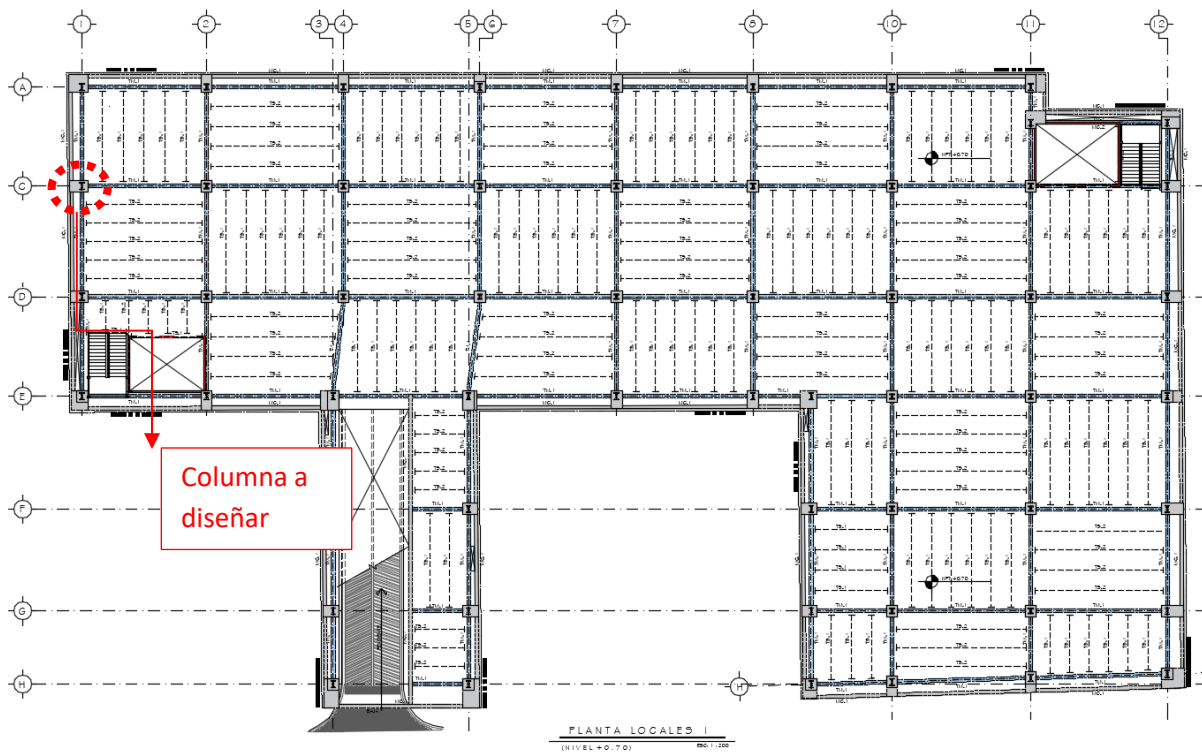
1. RCDF, (2017) **“Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”**, publicado en la Gaceta Oficial del Distrito Federal el 15 de diciembre del 2017, México, D.F., Gobierno del Distrito Federal.
2. NTC-DS, (2017); **“Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”**, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D.F., Gobierno del Distrito Federal.
3. NTC-DCEC, (2017); **“Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto”**, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D.F., Gobierno del Distrito Federal.

4. NTC-DCEA, (2017); **“Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero”**, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D.F., Gobierno del Distrito Federal.
  
5. NTC-CADEE, (2017); **“Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones”**, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D.F., Gobierno del Distrito Federal.
  
6. NTC-DV, (2017); **“Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento”**, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D.F., Gobierno del Distrito Federal.

## 10. APÉNDICE A. EJEMPLO DE DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

### 10.1 Apéndice A-1 Ejemplo de diseño de columnas de concreto

A continuación, en **Ilustración 10-1** se muestra la ubicación de la columna en planta a diseñar.



**Ilustración 10-1** Planta estructural con ubicación de columna a diseñar

Revisión de columna de sección compuesta con base al RCDF

Nombre:

**Geometría**

Base (B):  cm eje x

Altura (H):  cm eje y

Estribo #:

Rec:  cm

Perfil W:

Área del perfil:  cm<sup>2</sup>

Cuantía del perfil:  %

Longitud:  m

Factor de longitud efectiva (K):

Coefficiente de reducción de rigidez (u):

**Acero de refuerzo**

Cuantía:

Se calcula una distribución homogénea de acero, en base a los lechos de acero pedidos y a la cuantía indicada.

Lechos homogéneos

Lechos, en X:

Lechos, en Y:

Cuantía:  %

**Diagrama de interacción**

**Análisis Resistencia**

Número de puntos para generar diagrama de interacción:

Buscar cuantía

Variable	Fuerza axial	Unidad
Pa	801.95	ton
Par	506.71	ton
Pc	2869.44	ton
Po	4178.09	ton
Rho(a)	2.28E-02	
Cc	0.7	
EaIaX	2.11E+11	kgcm <sup>2</sup>
EaIaY	3.38E+11	kgcm <sup>2</sup>
EaIcX	7.39E+11	kgcm <sup>2</sup>
EaIcY	1.28E+12	kgcm <sup>2</sup>
EaIaX	5.88E+10	kgcm <sup>2</sup>
EaIaY	3.38E+11	kgcm <sup>2</sup>
EaIcX	7.46E+11	kgcm <sup>2</sup>
EaIcY	1.14E+12	kgcm <sup>2</sup>
Pe	32411.35	ton
Lamda(c)	0.36	
Chi(c)	0.96	
Prc	2068.8	ton
Pr	3012.31	ton
Prt	-1177.79	ton
Alma	Tipo 1	
Patín	Tipo 3	

Variable	Flexión	Unidad
Cx	26.49	cm
Mx	410.78	Ton-m
Cy	31.16	cm
My	404.65	Ton-m

Revisión: La sección sí cumple

Ecuación de interacción:

$$\frac{M_{ux}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{Ry}} \leq 1.0$$

<input type="text" value="0.541"/>	<input type="text" value="0.435"/>	<input type="text" value="0.976"/>
------------------------------------	------------------------------------	------------------------------------

**Materiales, propiedades, en kg/cm<sup>2</sup>**

Elemento	Propiedad	Valor	Módulo E
Concreto	f <sub>c</sub>	<input type="text" value="350"/>	<input type="text" value="261916"/>
Acero del perfil	f <sub>ya</sub>	<input type="text" value="3515"/>	<input type="text" value="2040000"/>
Acero de refuerzo	f <sub>yre</sub>	<input type="text" value="4000"/>	<input type="text" value="2040000"/>

**Elementos mecánicos**

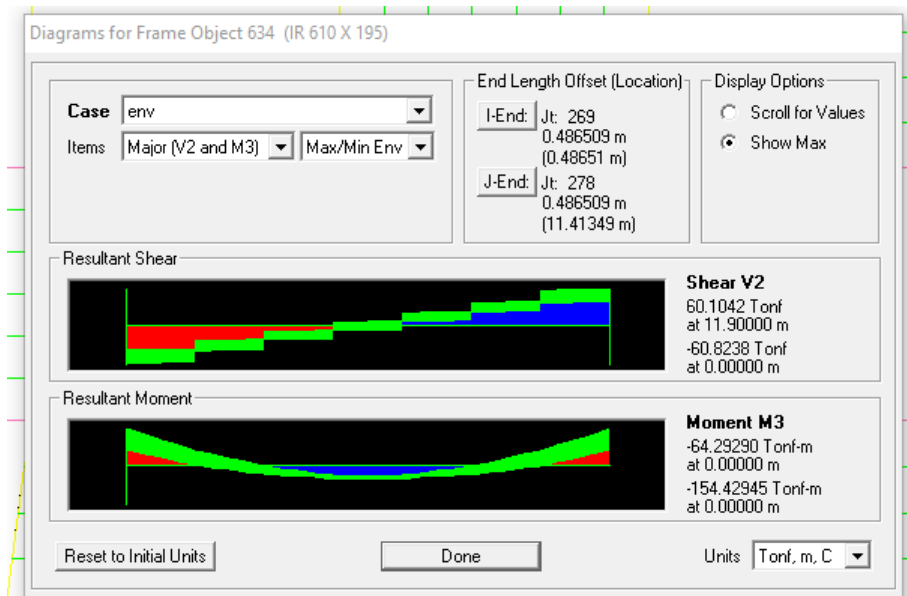
Elemento	Combinación	Pu, en Ton	Mux, en Ton-m	Muy, en Ton-m
	<input type="text" value="4"/>	<input type="text" value="209.6"/>	<input type="text" value="222.26"/>	<input type="text" value="175.94"/>

**Ilustración 10-2 diseño de columna de concreto C – 1**

## 10.2 Apéndice A-2 Ejemplo de diseño de traveses metálicas

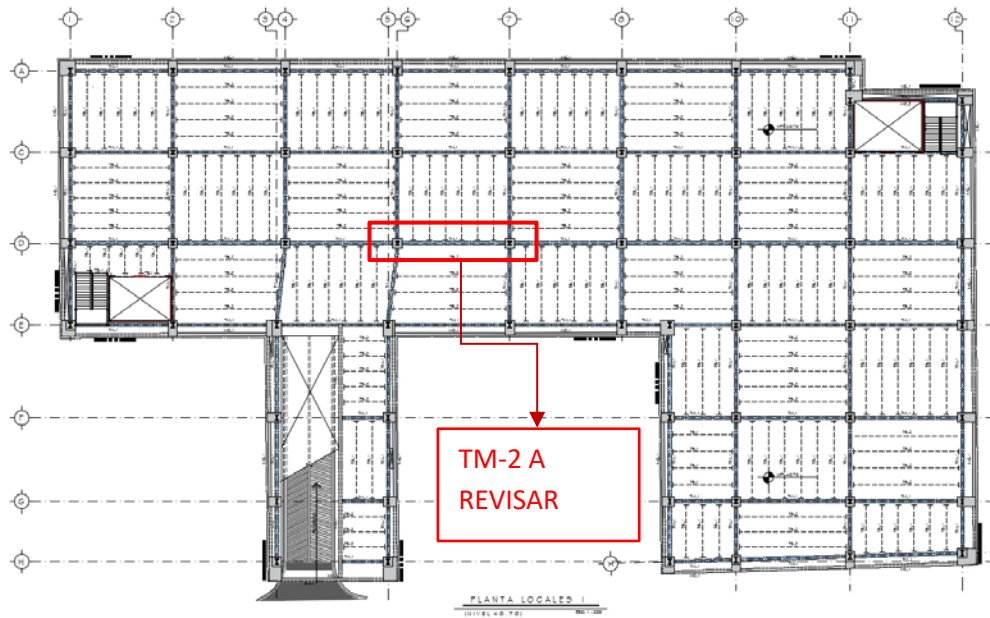
El presente ejemplo muestra el diseño de una trabe metálica principal denominada TM-1 cuya sección es una IR

En la ilustración 10-1 se muestran los elementos mecánicos en la trabe a revisar y en la ilustración 10-2 se muestra el diseño del elemento.



**Ilustración 10-3 elementos mecánicos en TM-2**



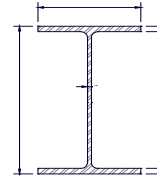


***Ilustración 10-4 Ubicación de la TM-2 a revisar***

DISEÑO A FLEXIÓN Y CORTANTE DE TRABE METÁLICA SEGÚN EL RCDF

ELEMENTOS MECÁNICOS			
M <sub>d</sub>	V <sub>u</sub>	M1	M2
Ton*m	Ton	Ton*m	Ton*m
154.00	60.80	50.00	50.00

MATERIAL		
f <sub>y</sub>	E <sub>s</sub>	G
Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>
3515	2.03E+06	7.81E+05



DATOS

PROPIEDADES GEOMETRICAS DEL PERFIL				FORMADO POR TRES PLACAS		
L (cm)	b (cm)	d (cm)	tw (cm)	tf (cm)	lx (cm <sup>4</sup> )	ly (cm <sup>4</sup> )
150	32.8	62.3	1.54	2.44	167761.2	14367.7

CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN

Límite para sección tipo 1 en patines =  $0.32 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 7.69$       Límite para sección tipo 1 en almas =  $2.45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 58.9$   
 Límite para sección tipo 2 en patines =  $0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.13$       Límite para sección tipo 2 en almas =  $3.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 89.2$   
 Límite para sección tipo 3 en patines =  $0.58 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 13.9$       Límite para sección tipo 3 en almas =  $5.60 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 134.6$

ANCHO/GRUESO	TIPO DE SECCIÓN
patín 6.72	1
alma 37.29	1

S<sub>x</sub> = 5385.59 cm<sup>3</sup>  
 Z<sub>x</sub> = 6060.08 cm<sup>3</sup>

$J = \frac{1}{3}(2bt_f^3 + dt_w^3) = 393.50 \text{ cm}^4$        $C_a = \frac{d^2 I_y}{4} = 13941348 \text{ cm}^6$

$X_r = \frac{4}{3} C \frac{Z_f}{GJ} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}} = 2.878$        $X_i = 3.220 X_r = 9.3$

$L_r = \frac{\sqrt{2\pi}}{X_r} \sqrt{\frac{EC_a}{GJ} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}}} = 942.49 \text{ cm}$

FLEXIÓN EN CURVATURA SIMPLE
C = 1

$L_u = \frac{\sqrt{2\pi}}{X_u} \sqrt{\frac{EC_a}{GJ} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}}} = 467.4 \text{ m}$

$M_p = Z_x f_y = 213.0 \text{ Ton*m}$

$M_y = S_y f_y = 189.3 \text{ Ton*m}$

cuando  $L \leq L_u$

$M_R = F_R M_p \leq 1.5 F_R M_y$

para  $L > L_u$

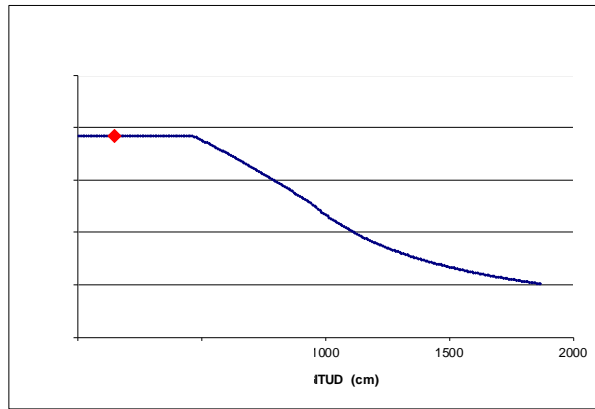
si  $M_u > \frac{2}{3} M_p$

$M_R = 1.15 F_R M_p \left( 1 - \frac{0.28 M_p}{M_u} \right) \leq F_R M_p$

si  $M_u \leq \frac{2}{3} M_p$

$M_R = F_R M_u$

donde  $M_u = \frac{\pi E}{CL} \sqrt{I_y \left[ \frac{J}{2.6} + \left( \frac{\pi}{L} \right)^2 C_a \right]}$



**M<sub>R</sub> = 191.71 Ton\*m**

RESISTENCIA A CORTANTE  $V_R = V_N F_R$

$h/t = 37.29$

$A_w = 95.942 \text{ cm}^2$  perfil sin atiesadores

$[260/(h/t)]^2 = 48.63$

$k = 5.0$

$0.98 \sqrt{\frac{Ek}{f_y}} = 52.67$

$1.12 \sqrt{\frac{Ek}{f_y}} = 60.20$

$1.4 \sqrt{\frac{Ek}{f_y}} = 75.25$

a) si  $\frac{h}{t} \leq 0.98 \sqrt{\frac{Ek}{f_y}}$ ,  $V_N = 0.66 f_y A_w$

el alma falla por cortante en el intervalo de endurecimiento por deformación.

b) si  $0.98 \sqrt{\frac{Ek}{f_y}} < \frac{h}{t} \leq 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{f_y}}$ ,  $V_N = \frac{0.65 \sqrt{E f_y k}}{h/t} A_w$

La falla es por plastificación del alma por cortante.

c) si  $1.12 \sqrt{\frac{Ek}{f_y}} < \frac{h}{t} \leq 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{f_y}}$ , se tienen dos casos:

1  $V_N = \frac{0.65 \sqrt{E f_y k}}{h/t} A_w$

Estado límite de iniciación del pandeo del alma

2  $V_N = \left[ \frac{0.65 \sqrt{E f_y k}}{h/t} \left( 1 - \frac{0.870}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right) + \frac{0.50}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] A_w$

Estado límite de falla por tensión diagonal

d) si  $1.40 \sqrt{\frac{Ek}{f_y}} < \frac{h}{t}$ , se tienen dos casos:

1  $V_N = \frac{0.905 E k}{(h/t)^2} A_w$

Estado límite de iniciación del pandeo del alma

2  $V_N = \left[ \frac{0.905 E k}{(h/t)^2} \left( 1 - \frac{0.870}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right) + \frac{0.50}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] A_w$

Estado límite de falla por tensión diagonal

donde:

$k = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$ , si hay atiesadores,

$k = 5$ , si no hay atiesadores,

y además si  $a/h > 3$ , ó  $a/h > [260/(h/t)]^2$

**RIGE LA CONDICIÓN DEL INCISO a**

**V<sub>N</sub> = 222.58 Ton**

**V<sub>R</sub> = 200.32 Ton**

**Ilustración 10-5 diseño de TM-2 (IR 610 x 195 kg/m)**

### 10.3 Apéndice A-3 Ejemplo de diseño de muro de concreto.

OBRA: EDIFICIO 8 CONSORCIO ARA (CAMARONES)  
 NIVEL: NIVEL 1

**PARAMETROS DE DISEÑO**

f <sub>c</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	H <sub>m</sub> (m)	h (m)
350	4200	20	5.9

**DISEÑO DE MUROS A FLEXIÓN**

$$A_s = \frac{M_R}{F_R f_y z}; \text{ donde } z = 0.4 \left( 1 + \frac{H_m}{L} \right) L \text{ si } 0.5 < \frac{H_m}{L} < 1.0$$

$$z = 1.2 H_m \text{ si } \frac{H_m}{L} \leq 0.5 \quad z = 0.8 L \text{ si } 1.0 \leq \frac{H_m}{L}$$

$F_R = 0.9$  para flexión  
 $F_R = 0.8$  para corte

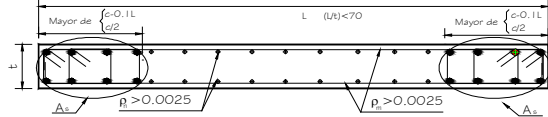
**DISEÑO DE MUROS A CORTANTE**

$$\text{si } \frac{H_m}{L} < 1.5 \quad V_{cR} = 0.85 F_R \sqrt{f_c} L \quad p_m = \frac{V_u - V_{cR}}{F_R f_y A_{cm}}; \quad V_{sR} = p_m F_R f_y A_{cm}$$

$$\text{si } \frac{H_m}{L} \geq 2; \quad \text{si } p < 0.015 \quad V_{cR} = F_R t 0.8 L (0.2 + 20 p) \sqrt{f_c} \quad p_n = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{H_m}{L} \right) (p_m - 0.0025)$$

$$\text{si } p \geq 0.015 \quad V_{cR} = 0.5 F_R t 0.8 L \sqrt{f_c} \quad \text{donde: } p_m \geq 0.0025; \quad p_n \geq 0.0025$$

si  $1.5 < \frac{H_m}{L} < 2$  int erpolat linealmente En ningún caso se admitirá que:  $V_u > 2 F_R A_{cm} \sqrt{f_c}$



# de Elem	bx (m)	by (m)	Dir.	Area (m <sup>2</sup> )	# Comb.	Fax (Ton)	Fay (Ton)	Faz (Ton)	Max (Ton-m)	May (Ton-m)	Maz (Ton-m)	V <sub>cR</sub> (Ton)	p <sub>m</sub>	p <sub>n</sub>	V <sub>sR</sub> (Ton)	V <sub>R</sub> (Ton)	As (cm <sup>2</sup> )	ESTADO	
11	10.7	0.3	X	3.21	1	0.29	10.95	228.22	10.66	4.47	0.07	68.79	0.0025	0.0025	269.64	338.43	0.14	ok	
						0.29	10.95	287.38	-53.92	2.78	0.07								
					2	385.8	11.79	178.97	10.7	2446.93	0.41	89	0.0028	0.0026	296.8	385.8	75.62	ok	
						385.8	11.79	229.03	-28.63	178.44	0.41								
					3	365.43	8.4	182.52	10.46	2332.91	0.24	88.06	0.0026	0.0025	277.37	365.43	72.10	ok	
						365.43	8.4	232.57	-48.48	170.93	0.24								
					4	-364.76	9.39	185.71	6.95	-2324.12	-0.11	87.98	0.0026	0.0025	276.77	364.76	71.83	ok	
						-364.76	9.39	235.76	-39.09	-166.1	-0.11								
					5	-385.13	6.01	189.25	6.71	-2438.14	-0.29	88.93	0.0027	0.0026	296.21	385.13	75.35	ok	
						-385.13	6.01	239.31	-58.94	-173.62	-0.29								
					6	146.88	14.89	177.2	9.66	910.09	0.43	76.28	0.0025	0.0025	269.64	345.92	28.13	ok	
						146.88	14.89	227.25	-9.12	66.62	0.43								
					7	78.96	3.62	189.01	8.88	530.02	-0.15	73.14	0.0025	0.0025	269.64	342.78	16.38	ok	
						78.96	3.62	239.06	-75.31	41.57	-0.15								
					8	-78.29	14.18	179.22	8.53	-521.23	0.27	73.07	0.0025	0.0025	269.64	342.71	16.11	ok	
						-78.29	14.18	229.28	-12.26	-36.74	0.27								
					9	-146.21	2.9	191.03	7.75	-901.3	-0.3	76.21	0.0025	0.0025	269.64	345.85	27.86	ok	

**Ilustración 10-6 diseño de muro de concreto a flexión y a cortante**

Con la cuantía mínima el muro pasa a flexión tanto a corte como a flexión.

Las hojas de Excel utilizadas, son herramienta que realizó un ingeniero en la empresa JEAN INGENIEROS S.C.