



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**“COMPARACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA CUBIERTA
A BASE DE ESTRUCTURAS ESPACIALES Y UNA ESTRUCTURA A
BASE DE ARMADURAS”**

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

PRESENTA:

LEONEL REBOLLEDO RODRIGUEZ

DIRECTOR DE TESINA: **M.I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ**

CIUDAD DE MÉXICO

MAYO 2019



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

RESUMEN

La presente tesina es dedicada a la comparación de las estructuras de acero que por su geometría o por su ocupación requieren de espacios libres para su buen funcionamiento o aprovechamiento de espacios.

En este trabajo se presenta el análisis y diseño estructural de una cubierta con dos estructuraciones diferentes, la primera con estructuras espaciales (estructuras tridimensionales) y la segunda con estructuras de armaduras convencionales, aplicando los reglamentos vigentes como lo son las normas técnicas complementarias, empleando métodos de análisis sísmico y de viento.

En base a los resultados obtenidos se presenta una comparación sobre las ventajas y desventajas de utilizar ambos métodos con el fin de proporcionar la mejor opción, tomando en cuenta la seguridad, economía y funcionalidad que más convenga a las necesidades de proyectos que estén considerados dentro de este tipo.

CONTENIDO

INTRODUCCION	4
1. ANTECEDENTES Y ALCANCES	6
2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	6
3. SOLUCIÓN ESTRUCTURAL	8
3.1 Ficha técnica de panel en estructura espacial.....	8
3.2 Ficha técnica elementos de estructuras espaciales.	10
3.3 Acero Estructural	10
4. CRITERIOS DE ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL	11
5. MODELOS MATEMATICOS.	12
5.1 Modelo cubierta de estructuras espaciales.	12
5.2 Modelo cubierta de a base de armaduras.	15
6. ANALISIS Y APLICACIÓN DE CARGA	18
6.1 Cargas Básicas.....	18
6.1.1 Cargas muertas de cubierta inclinada.....	19
6.1.2 Cargas muertas de cubierta plana.....	19
6.1.3 Cargas vivas.....	19
6.1.4 Asignación de cargas en cubierta inclinada	21
6.2 Cargas por sismo.....	22
6.2.1 Espectros de diseño	22
6.2.2 Asignación de carga sísmica en dirección x (SX)	24
6.2.3 Asignación de carga sísmica en dirección y (SY)	25
6.3 Cargas por viento.....	26
6.3.1 Presión ejercida por el viento	28
6.3.2 Asignación de cargas de viento en dirección x.	32
6.3.3 Asignación de cargas de viento en dirección y.	34
7. COMBINACIONES DE DISEÑO.....	35
8. ANALISIS DINAMICO	37
8.1 Revisión de cortante basal.....	37
8.2 Cortante basal mínimo	37
8.3 Análisis dinámico modal.....	39
9.- ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.....	41
9.1 Deformaciones permisibles por cargas gravitacionales.....	41
9.2 Desplazamientos laterales	42

9.3 Seguridad contra el colapso.....	43
9.4 Limitación de daños antes sismos frecuentes	44
9.5 Colindancias	44
9.6 Revisión de desplazamientos laterales.	44
10. ELEMENTOS MECANICOS.....	51
10.1 Elementos mecánicos en estructura espacial.	51
10.2 Elementos mecánicos en estructura a base de armaduras.	52
11. RELACION DEMANDA VS CAPACIDAD	53
12. COMPARATIVA DE PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA.....	54
13. CONCLUSIONES.....	55

INTRODUCCION

El diseño de una estructura espacial está compuesta por un gran número de elementos de acero semejantes, relativamente pequeños y estandarizados que conforman una retícula tridimensional, estos elementos están unidos a través de nodos de acero. Estas estructuras son de formas geométricas muy variadas.

Estas estructuras constituyen una óptima solución para cubrir grandes claros, porque a pesar de ser resistentes por el uso de barras de acero, son ligeras.

El triángulo constituye la génesis de este sistema, es a través de las triangulaciones que se logra obtener las formas básicas (como tetraedros) como unidad fundamental en el espacio, estas unidades a su vez son las que conforman lo que llamamos las estructuras espaciales.

Un claro ejemplo de estos tipos de estructuras es el palacio de los deportes que se muestra en la Figura. 0.1



Figura. 0.1 Estructura Palacio de los Deportes

Fuente: img.culturacolectiva.com

También conocidas como cerchas, las armaduras son sistemas livianos pero con gran capacidad de soportar cargas. Se utilizan con grandes espacios en su interior como techos de almacenes, iglesias y en general edificaciones. Las armaduras también se usan en algunos puentes, aunque para este tipo de estructuras se han desarrollado otras técnicas como los atirantados.

De acuerdo con la solución estructural que se requiere se crean diferentes tipos de armaduras. Pero en todas coincide la unión de elementos rectos que forman puntos de unión llamado nudos en los que reside el esfuerzo de carga que la estructura realiza.

La forma que la cercha o armadura adquiera tendrá mucho que ver en el diseño para el cual ha sido creada. Construir la estructura para un techo será muy diferente al diseño implementado para un puente Ver Figura. 0.2.

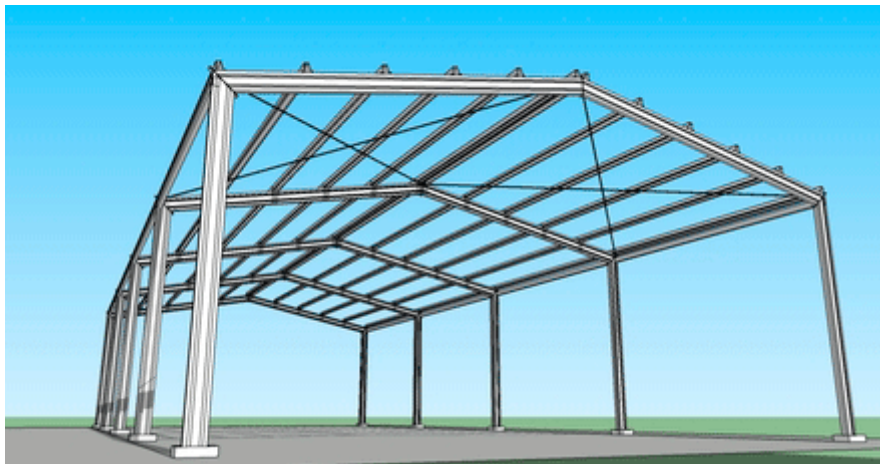


Figura. 0.2 Estructura convencional a base de armaduras.

Fuente: www.belenorta.es

1. ANTECEDENTES Y ALCANCES

El diseño estructural se ha estado modificando a lo largo del tiempo así mismo los reglamentos de construcción y manuales de diseño que se enfocan en mejorar las técnicas y procesos constructivos acorde a las nuevas tecnologías que emplean el uso del software especializado en el análisis y diseño estructural.

En este documento se presenta la comparación del diseño estructural de una cubierta a base de estructuras espaciales y una estructura a base de armaduras, así mismo se presenta una comparativa de peso propio de los elementos. Para el desarrollo del proyecto estructural se cuenta con la propuesta arquitectónica en planta y elevación.

2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El complejo ha sido proyectado arquitectónicamente para cubrir una superficie de 85 m x 26 m, es decir, 2210 m², Figura. 2.1 a 2.3. Para ello se cuenta con 2 propuestas de estructuración de la cubierta: 1) Estructura espacial y 2) Armaduras planas; ambas soportarán paneles tipo sándwich y tendrán una altura de 15m.

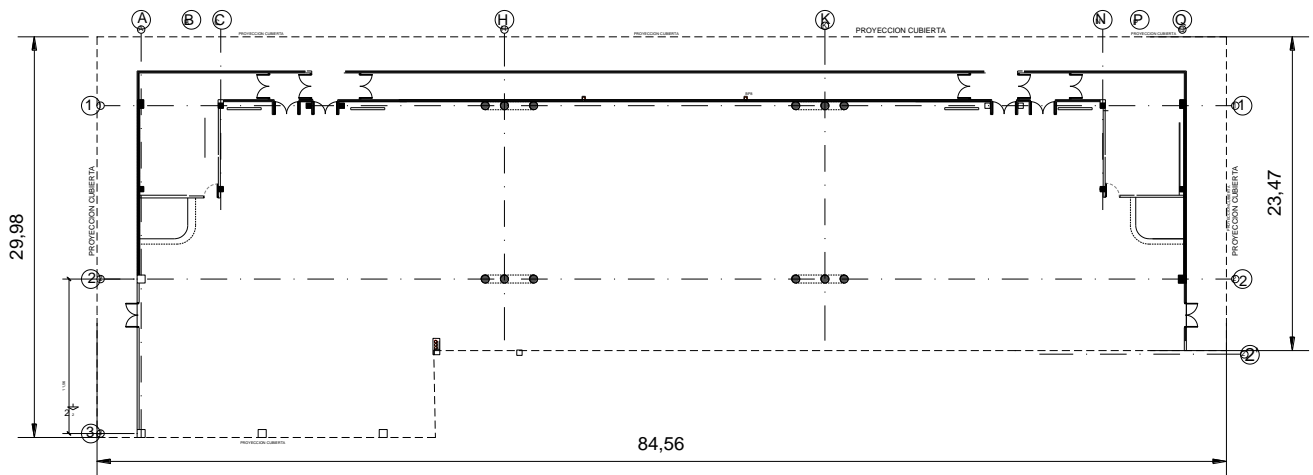


Figura. 2.1. Planta arquitectónica

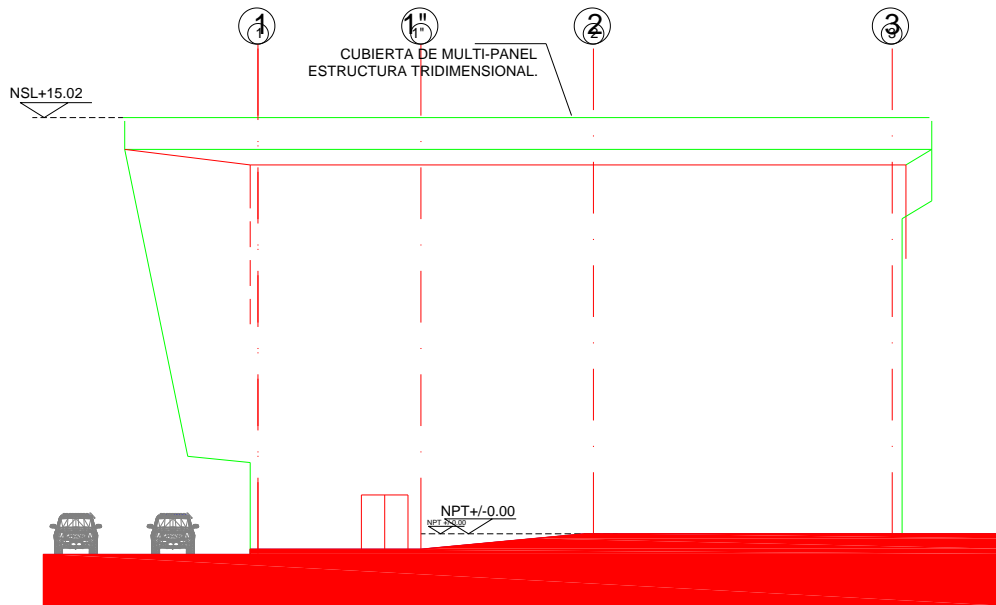


Figura. 2.2. Fachada lateral

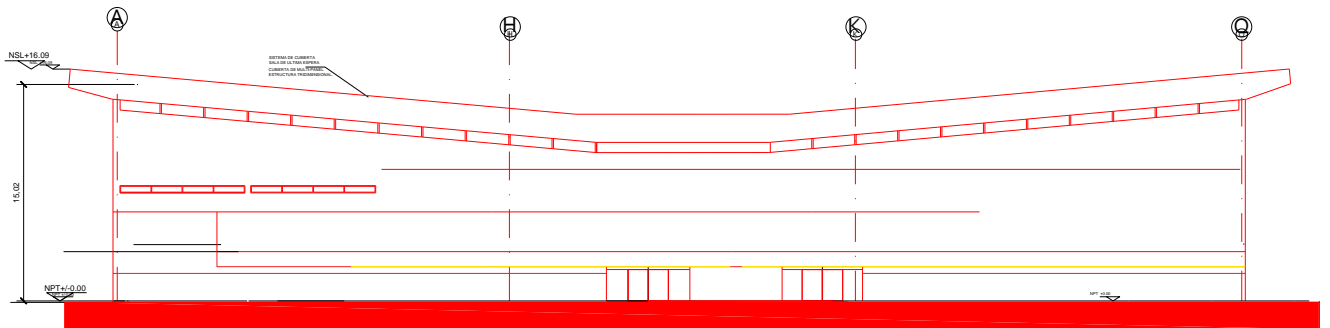


Figura. 2.3. Fachada principal

3. SOLUCIÓN ESTRUCTURAL

La rigidez lateral es proporcionada por un sistema de marcos en ambas direcciones ortogonales actuando en conjunto con el diafragma proporcionado por el sistema de cubierta (Figuras. 5.1.1 al y 5.2.4.)

Las conexiones Armadura-columna se resolvieron mediante soldadura de filete alrededor de la sección, las placas de acero para estas conexiones se diseñaron en acero (A-36) con esfuerzo de fluencia de 2530 kg/cm². Las conexiones de elementos Tridimensionales se realizó mediante un sistema precalificado por los fabricantes a base de un núcleo y tornillos ver Figura 3.2.

Las placas base se diseñaron en acero (A-36) con esfuerzo de fluencia de 2530 kg/cm², el anclaje se diseñó a base de redondo liso con esfuerzo de fluencia (f_y) 2530 kg/cm².

La cubierta a base de estructuras espaciales con tubos huecos de 3" y 2 1/2" de diámetro y cédula 40 y panel sándwich de 2" de espesor.

El diseño de la cimentación no está dentro de los alcances mostrados en este documento; sin embargo se resolvió a base de zapatas aisladas.

Se adjuntan algunas fichas Técnicas de Cubierta (Figura. 3.1.) y de elementos de estructuras espaciales.

3.1 Ficha técnica de panel en estructura espacial.

Especificaciones técnicas de panel Ternium Multytecho (Figura. 3.1.)

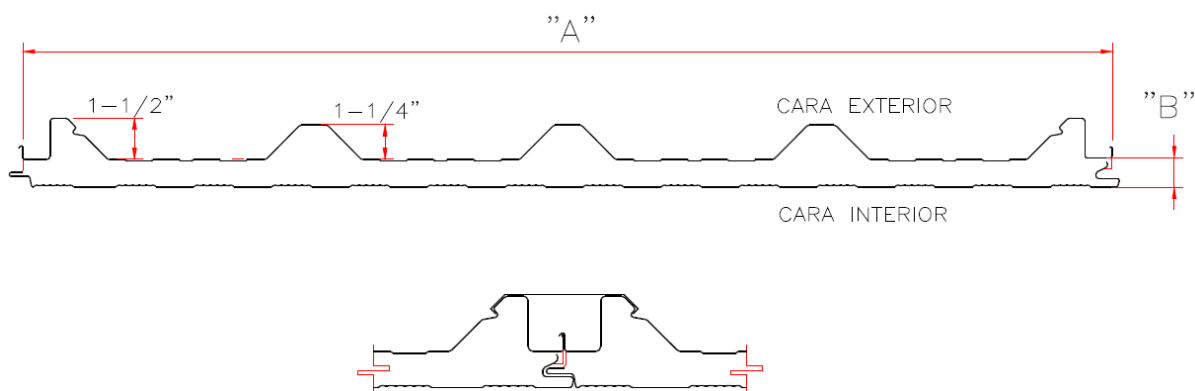
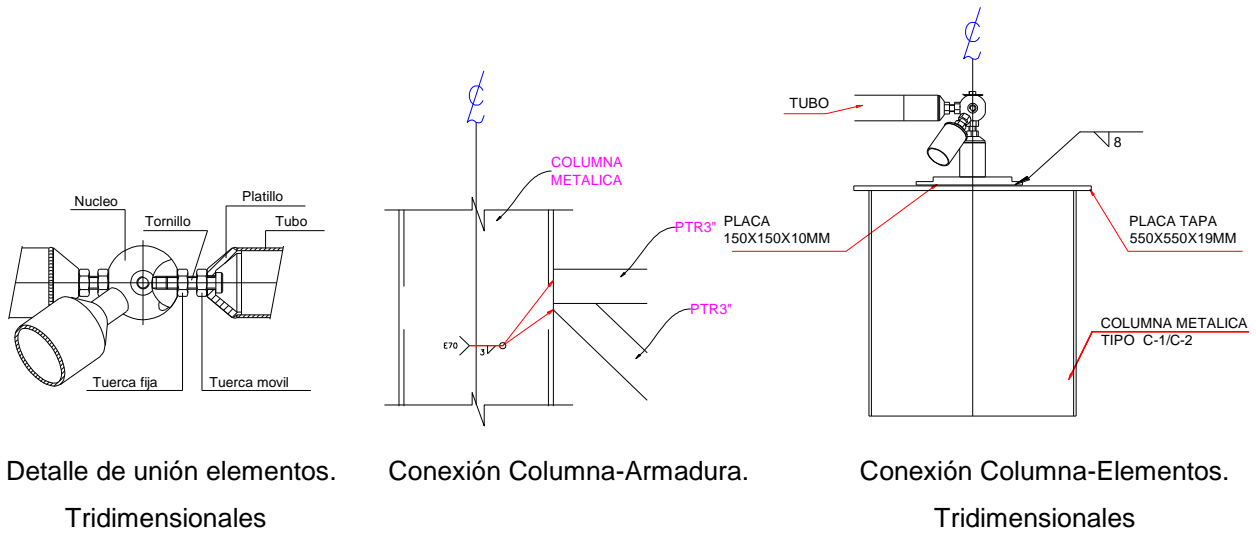


Figura. 3.1. Esquema de Panel Multytecho.

Fuente: www.ternium.com



Detalle de unión elementos.
Tridimensionales

Conexión Columna-Armadura.

Conexión Columna-Elementos.
Tridimensionales

Figura. 3.2. Detalles tipo de conexiones

Tabla 3.1 Propiedades y capacidad de carga del panel Ternium Multytecho

Fuente: www.ternium.com

Propiedades				Capacidades de carga (kg/m ²)												
e mm (pulg)	Factores de aislamiento		Peso Panel Kg/M ² CAL 26/26													
	R hrFT ² °F/BTU	U BTU/ hrFT ² °F		Claros (mts)						Claros (mts)						
			2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0
25.4 (1")	7.58	0.132	10.60	84	54						233	155	97			
38.1 (1.5")	11.36	0.088	11.15	111	75	53					300	241	167	112		
50.8 (2.0")	15.15	0.066	11.69	139	97	71	53				300	300	242	174		
63.5 (2.5")	18.94	0.053	12.27	168	120	89	68	53			300	300	300	239		
76.2 (3.0")	22.73	0.044	12.84	196	142	107	82	64			300	300	300	300		
101.6 (4.0")	30.30	0.033	13.97	255	191	147	117	94			300	300	300	300		
127.0 (5.0")	37.88	0.026	15.45	300	240	187	152	124			300	300	300	300		
152.4 (6.0")	45.45	0.022	16.78													

Los paneles se encuentran con apoyos en claros continuos no mayores a los 2.5 metros y de acuerdo al analisis de Cargas del Capitulo 6, no superan la carga especificada en la tabla 3.1, por lo que el espesor utilizado sera de 2".

3.2 Ficha técnica elementos de estructuras espaciales.

La información mostrada en la tabla 3.2, corresponden a información recabada del proveedor de perfiles estructurales FORTACERO.

Tabla 3.2. Especificaciones Técnicas para Estructuras Espaciales (Tubos)

Fuente: www.fortacero.com

Díámetro Nominal pulg – mm	Díámetro Exterior pulg – mm	Díámetro Interior pulg – mm	Espesor Calibre – mm	Peso Kg/m	Largo m
1 – 25.40	1.315 – 33.40	1.049 – 26.64	C10 – 3.43	2.50	6.00
1 1/4 – 31.75	1.660 – 42.16	1.380 – 35.05	C10 – 3.43	3.39	6.00
1 1/2 – 38.10	1.900 – 48.26	1.610 – 40.89	C09 – 3.81	4.05	6.00
2 – 50.80	2.375 – 60.33	2.067 – 52.50	C09 – 3.81	5.44	6.00
2 1/2 – 63.50	2.875 – 73.03	2.469 – 62.71	3/16" – 4.76	8.63	6.10
3 – 76.20	3.500 – 88.90	3.068 – 77.93	0.225 – 5.71	11.29	6.10
4 – 101.60	4.500 – 114.30	4.026 – 102.26	0.225 – 5.71	16.07	6.10
6 – 152.40	6.625 – 168.28	6.065 – 154.05	0.280 – 7.11	28.24	6.10

3.3 Acero Estructural

De acuerdo al “Manual de Construcción en Acero”, 5a edición, del Instituto Mexicano de la construcción de Acero A.C. (IMCA):

Las especificaciones estructurales señaladas deben de cumplir con los requisitos del Código de Practicas Generales vigente publicado por el Instituto Mexicano para la Construcción en Acero (IMCA).

Los elementos estructurales satisfacen las siguientes resistencias y características mínimas:

Perfiles W y HSS $F_y = 3,515 \text{ kg/cm}^2$, NOM B-284.

Perfiles tipo OR y placas $F_y = 2,533 \text{ kg/cm}^2$, NOM B-254,

Anclas para columnas metálicas $F_y = 3,515 \text{ kg/cm}^2$ NOM B-282,

El metal de aportación y el fundente para la soldadura deben de cumplir con las normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras Metálicas de la Ciudad de México y/o las especificaciones de la Sociedad Americana De Soldadura (AWS, por sus siglas en Ingles) con una resistencia A-5.5 E70xx ASTM A-233 $f_y = 4,220 \text{ kg/cm}^2$.

4. CRITERIOS DE ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

El criterio de cargas y consideraciones para el análisis de la estructura para condiciones gravitacionales, sismo y viento se realizó conforme a los criterios y recomendaciones establecidas en el **Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México 2017, y sus Normas Técnicas Complementarias**.

En base a un análisis elástico P-delta basado en masas y los criterios de las AISC-LRFD-93 (Asignado en el programa de diseño Figura. 4.1.), se diseñó la estructura principal y los elementos secundarios de acero estructural.

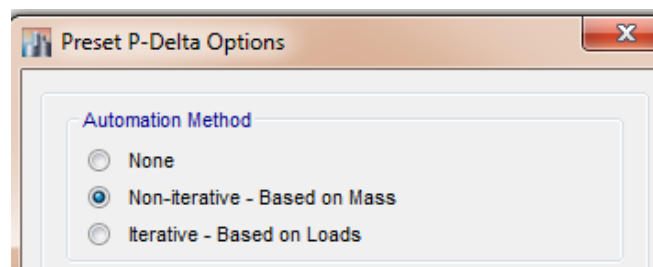


Figura. 4.1. Asignación de Efecto P-Delta
Fuente: Programa Etab's.

Reglamentos de diseño aplicados.

- Manual de Construcción en Acero, Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (IMCA), vigente.
- Manual de Diseño por Sismo CFE edición 2015.
- Manual de Diseño por Viento, CFE edición 2008.

5. MODELOS MATEMATICOS.

Para la realización del diseño se hizo un modelo matemático con comportamiento Sísmico y por de viento en el programa de diseño Etab's versión 16.1. En donde se obtuvieron los resultados, elementos mecánicos, desplazamientos, relación demanda vs capacidad y el peso propio de la estructura del proyecto para las dos propuestas de estructuración.

5.1 Modelo cubierta de estructuras espaciales.

Se realizó la modelación de la estructura mediante un sistema de estructuras espaciales de tubo de diámetro 3" y 2" en las cuales se articularon los extremos de tal manera que no se diseñaran a flexión estas a su vez son soportadas por columnas de tipo HSS y Tubo con apoyos empotrados en la base. En el sentido corto se agregaron contraventeos de HSS 8" para darle rigidez en esta dirección.

A continuación se muestran las imágenes del modelo generado.

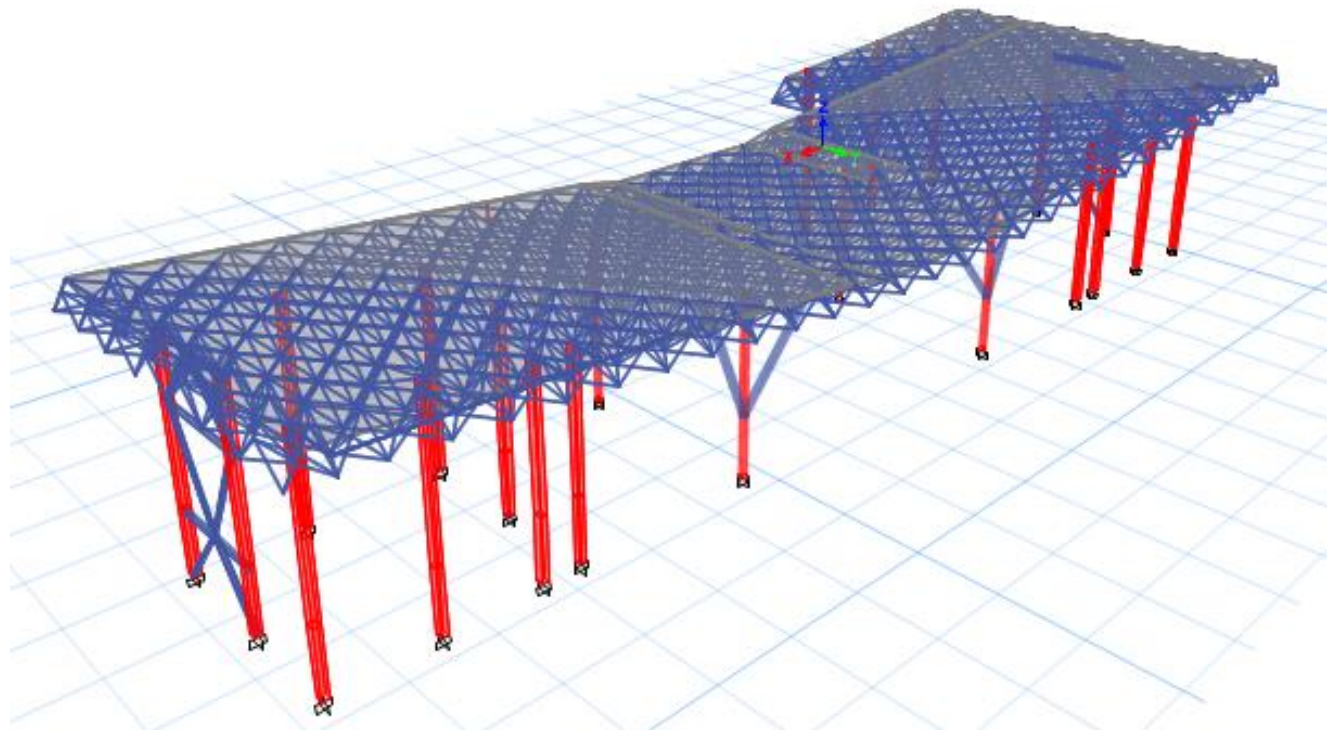


Figura. 5.1.1 Imagen 3D estructura espacial.

Fuente: Programa Etab's.

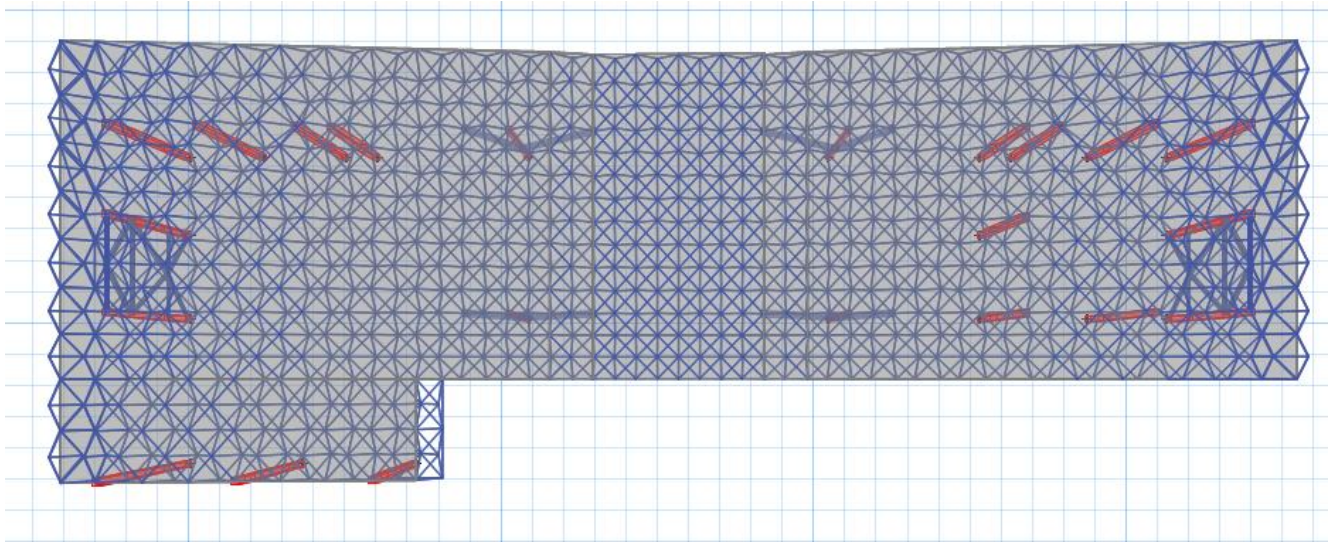


Figura. 5.1.2 Planta 3D estructura espacial.

Fuente: Programa Etab's.

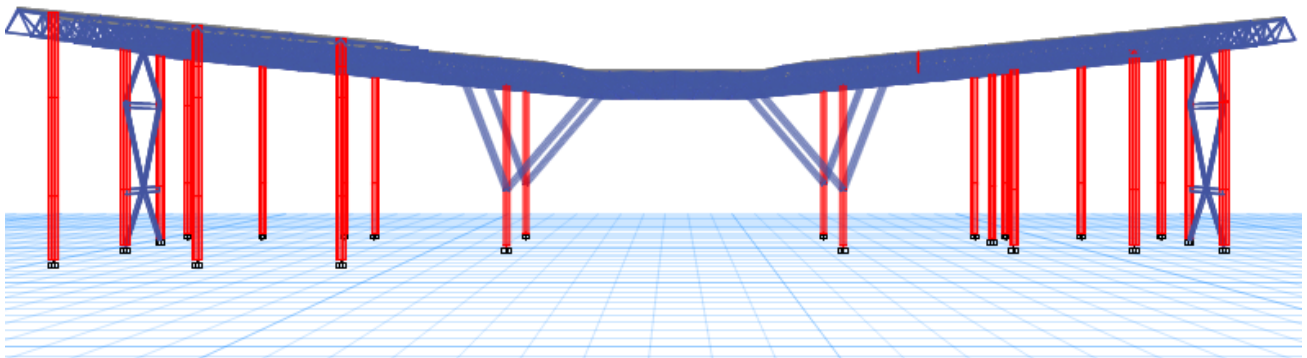


Figura. 5.1.3. Elevación X-Z 3D estructura espacial.

Fuente: Programa Etab's.

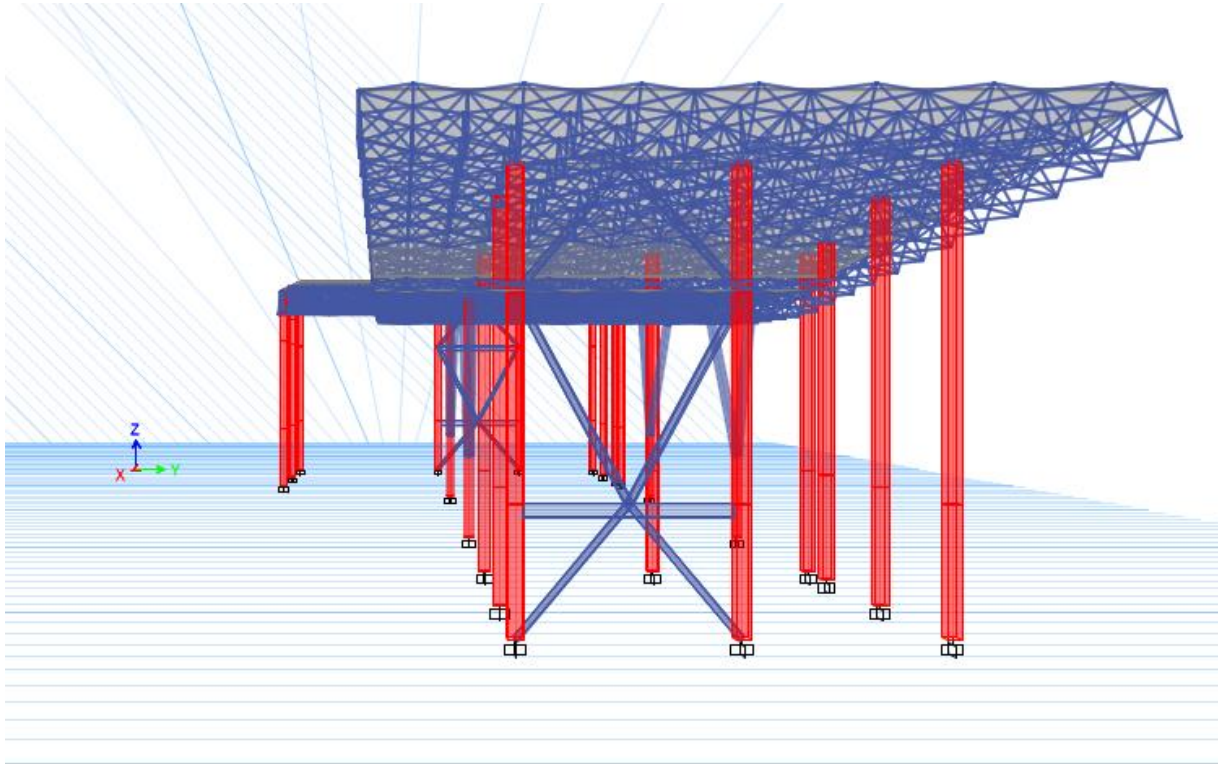


Figura. 5.1.4. Elevación Y-Z 3D estructura espacial.
Fuente: Programa Etab's.

5.2 Modelo cubierta de a base de armaduras.

Para este caso se propuso un sistema de largueros de tipo monten articulados en los extremos, soportados por una estructura de armaduras de perfiles tipo OR de 3" y 2", de igual manera articulados para que solo trabajen a fuerza axial.

Las columnas de esta propuesta son de perfiles HSS y Tubo con apoyos empotrados en la base, formando marcos en el sentido longitudinal, en el sentido corto al igual que en la estructuración a base de estructuras espaciales se propusieron Contraventeos en el sentido corto para cumplir con los límites de servicio y estabilidad lateral.

Se muestran imágenes de modelo realizado.

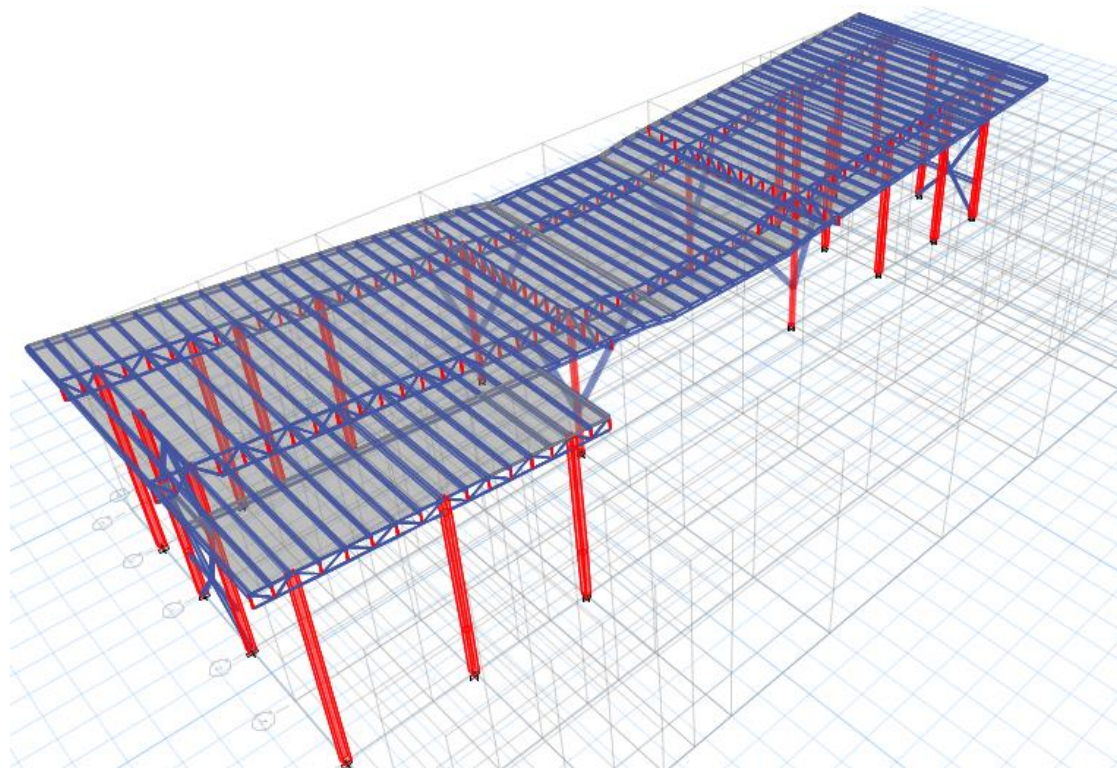


Figura. 5.2.1. Imagen 3D Estructura de armaduras.

Fuente: Programa Etab's.

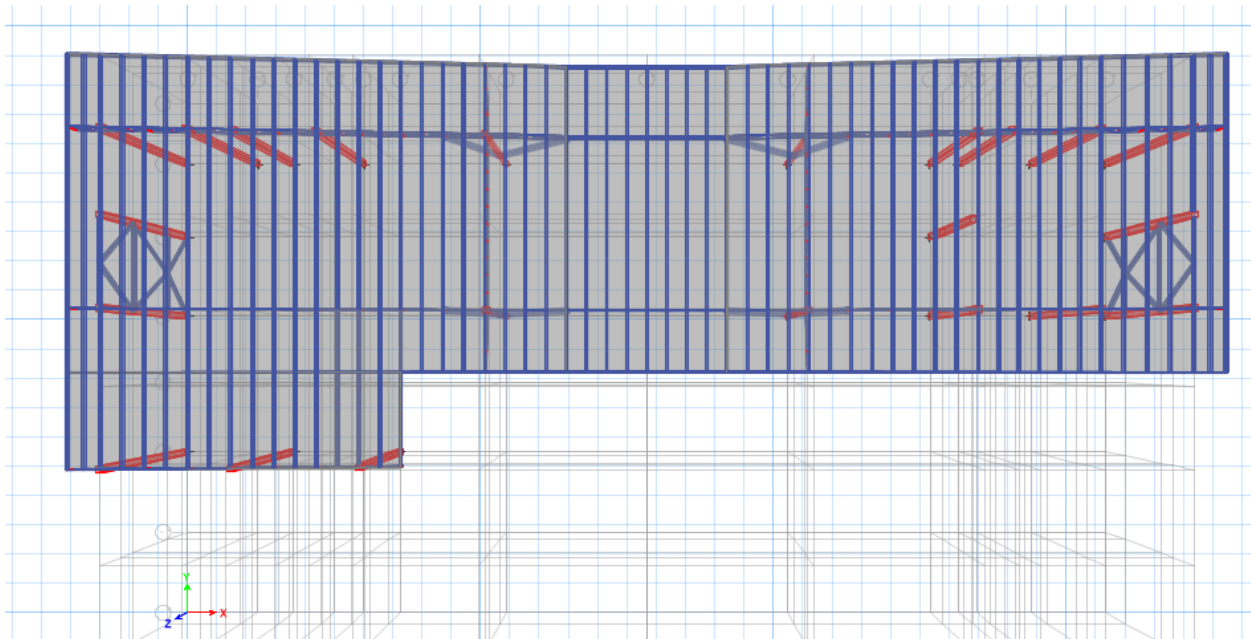


Figura. 5.2.2. Planta 3D Estructura de armaduras.

Fuente: Programa Etab's.

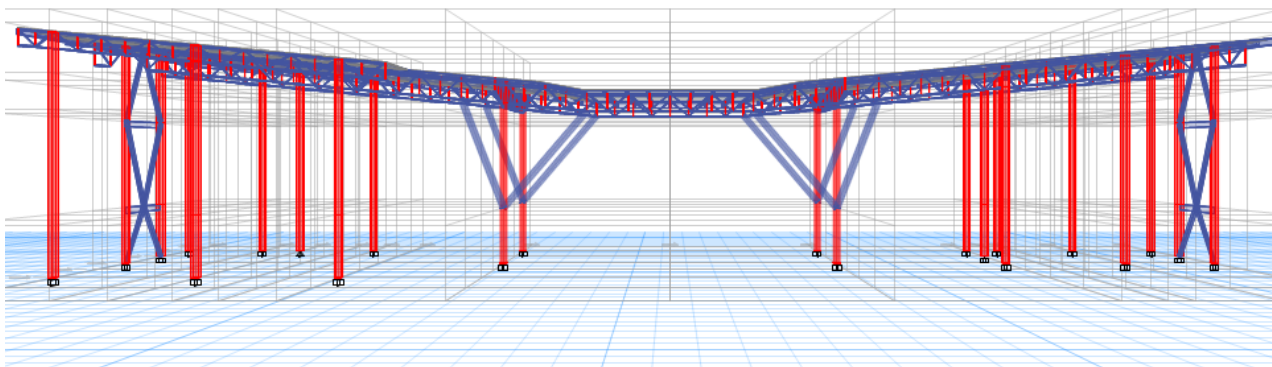


Figura. 5.2.3. Elevación X-Z 3D Estructura de armaduras.

Fuente: Programa Etab's.

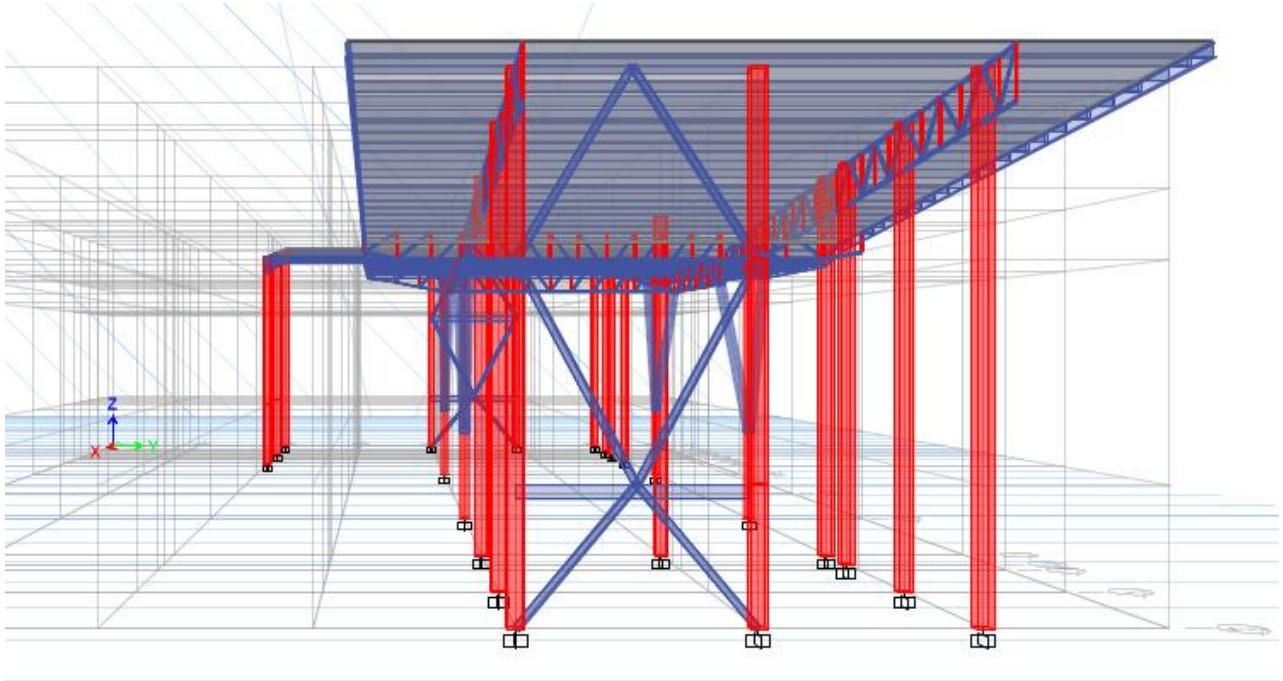


Figura. 5.2.4. Elevación Y-Z 3D Estructura de armaduras.
Fuente: Programa Etab's.

6. ANALISIS Y APLICACIÓN DE CARGA

De acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias 2017 de la Ciudad de México (NTC2017).

Se considerarán tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obran 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 presfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos;

b) Las acciones variables son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que entran en esta categoría son: la carga viva; los efectos de temperatura; las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo, y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenado; y

c) Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas; los efectos del viento; las cargas de granizo; los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios. Será necesario tomar precauciones en las estructuras, en su cimentación y en los detalles constructivos, para evitar un comportamiento catastrófico de la estructura para el caso de que ocurran estas acciones.

6.1 Cargas Básicas.

CM= Carga muerta (Peso propio + sobrecarga muerta)

CV= Carga viva

CVR= Carga viva accidental

SX= Sismo en dirección X

SX= Sismo en dirección Y

CVX= Carga de viento en dirección X

CVY= Carga de viento en dirección Y

6.1.1 Cargas muertas de cubierta inclinada.

El peso propio tomado por el programa de acuerdo a las dimensiones y propiedades de los elementos asignados en los materiales. Se agregó el análisis de cargas (kg/m^2) para las solicitaciones requeridas en este caso se desglosa de la siguiente manera:

SOBRECARGA MUERTA (SCM)			
	INSTALACIONES (BOCINAS, LAMPARAS, SISTEMAS DE AIRE ACONDICIONADO)		25
		TOTAL S.C.M.=	25

6.1.2 Cargas muertas de cubierta plana.

El peso propio tomado por el programa de acuerdo a las dimensiones y propiedades de los elementos asignados en los materiales.

SOBRECARGA MUERTA (SCM)			
	INSTALACIONES (BOCINAS, LAMPARAS, SISTEMAS DE AIRE ACONDICIONADO)		25
		TOTAL S.C.M.=	25

6.1.3 Cargas vivas.

Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deberá tomar en consideración las siguientes disposiciones:

- 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;
- 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;
- La carga media W se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas; y
- 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 (NTC 2017).

Las cargas uniformes de la tabla 6.1. (NTC 2017) se considerarán distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento.

Tabla 6.1 Cargas Vivas Unitarias, kN/m² (kg/ m²) (NTC 2017)

Destino de piso o cubierta	W	W _a	W _m	Observaciones
a) Habitación (casa–habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	0.8 (80)	1.0 (100)	1.9 (190)	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)	

Para la asignación de carga viva máxima en cubierta inclinada pendiente mayor al 5% según la tabla 6.1.

$$W_m = CV = 40 \text{ kg/m}^2$$

$$W_a = CVR = 20 \text{ kg/m}^2$$

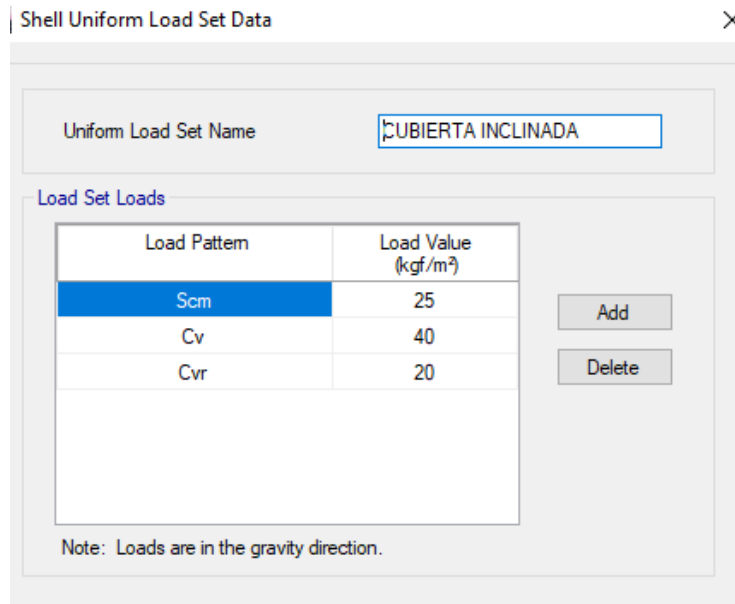
Para la asignación de carga viva máxima en cubierta Inclinada pendiente menor al 5% según la tabla 6.1.

$$W_m = CV = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$W_a = CVR = 70 \text{ kg/m}^2$$

6.1.4 Asignación de cargas en cubierta inclinada.

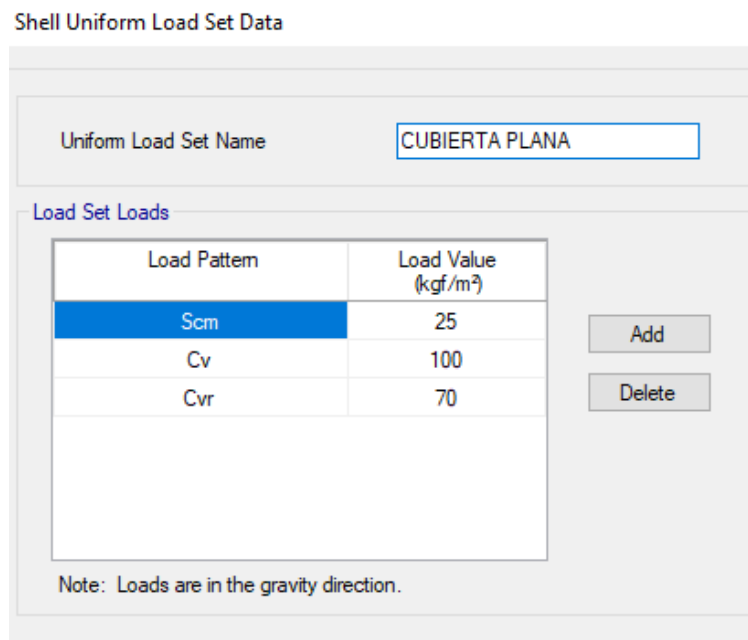
Para la asignación de cargas se utilizara un set de cargas por unidad de área, en el cual incluye los tipos de carga que se definieron con anterioridad.



Load Pattern	Load Value (kgf/m ²)
Scm	25
Cv	40
Cvr	20

Figura. 6.1.1 Asignación de cargas por unidad de área en cubierta inclinada.

Fuente: Programa Etab's.



Load Pattern	Load Value (kgf/m ²)
Scm	25
Cv	100
Cvr	70

Figura. 6.1.2. Asignación de cargas por unidad de área en cubierta inclinada.

Fuente: Programa Etab's.

6.2 Cargas por sismo

6.2.1 Espectros de diseño

Según las Normas técnicas Complementarias de la Ciudad de México (NTC. 2017) el análisis sísmico se calcula de la siguiente manera:

Cuando se emplee el método de análisis dinámico modal definido en la sección 6.1 (NTC 2017), las acciones sísmicas de diseño se determinarán a partir de los espectros de diseño contenidos en el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño, denominado SASID, para la ubicación específica del predio en estudio. La dirección de internet en la que se accede al SASID es www.SASID.df.gob.mx. Se encuentran en esa base de datos el espectro elástico para el sitio de la construcción, así como el afectado por los factores de reducción por comportamiento sísmico, Q' , y por sobre-resistencia, R , según las secciones 3.4 (NTC 2017) y 3.5 (NTC 2017), que se usa para revisar los requisitos de seguridad contra colapso. Cuando se emplee el método de análisis estático, las acciones de diseño para el estado límite de seguridad contra colapso se obtendrán como se indica en el Capítulo 7, para lo cual los parámetros necesarios se obtendrán del SASID.

Ubicación del sitio.

El proyecto fue ubicado en la ciudad de México, con las siguientes coordenadas y parámetros de sitio. Se utilizó el SASID, para encontrar los datos sísmicos.

Coordenadas

Latitud	Longitud
19.334231	-99.304206

Factores sísmicos

Importancia	Irregularidad	Comportamiento sísmico	Hiperestaticidad
B	0.7	2.0	1.0

Parámetros sísmicos

T_s	a_0	c	T_a	T_b	k
[s]			[s]	[s]	
0.490	0.119	0.326	0.350	1.383	1.500

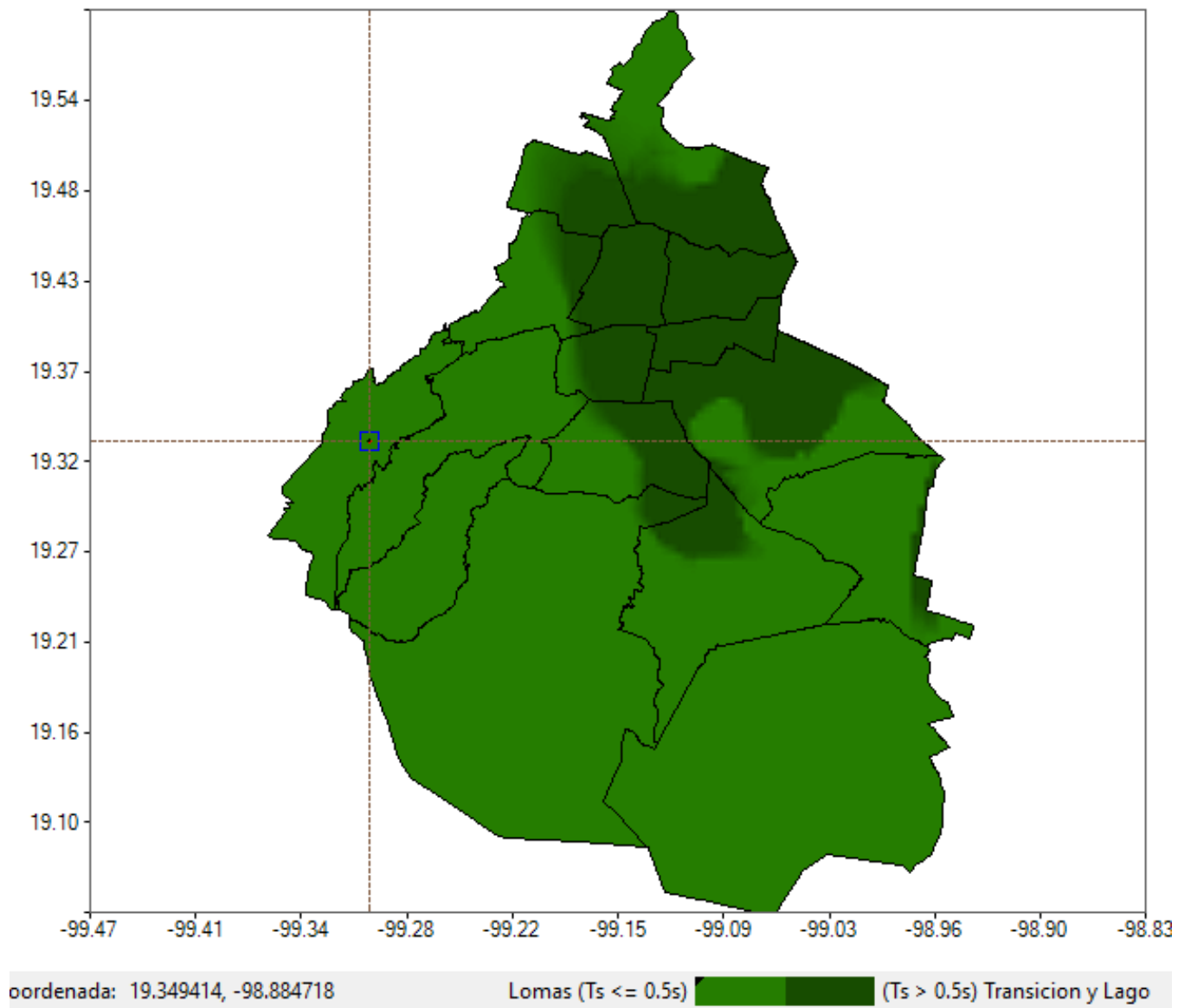


Figura. 6.2.1 Ubicación de Proyecto.

Fuente: SASID.

Se ha considerado un factor de comportamiento sísmico (Q) de 2 en ambas direcciones, con un factor de irregularidad de 0.7.

El resultado del Programa SASID

Espectro 2016

Factor de importancia (Grupo) **B** ▾

Factor de irregularidad **0.7** ▾

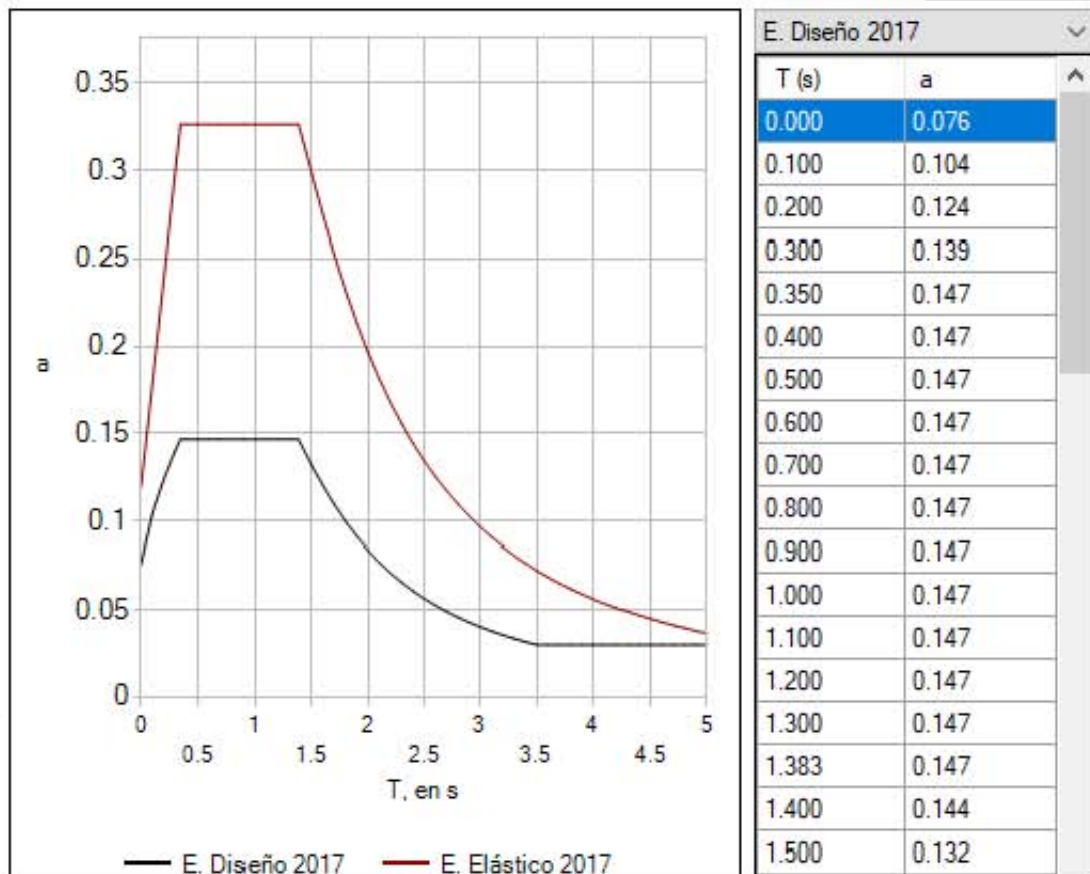
F. comportamiento sísmico (Q) **2.0** ▾

F. de hiperestaticidad (k_1) **1.0** ▾

Mostrar EPU

Propiedad	Valor
Latitud	19.334231
Longitud	-99.304206
Ts	0.490
a0	0.119
c	0.326
Ta	0.350
Tb	1.383
k	1.500
amax	0.147

Ocultar datos



6.2.2 Asignación de carga sísmica en dirección x (SX)

Fuente: SASID.

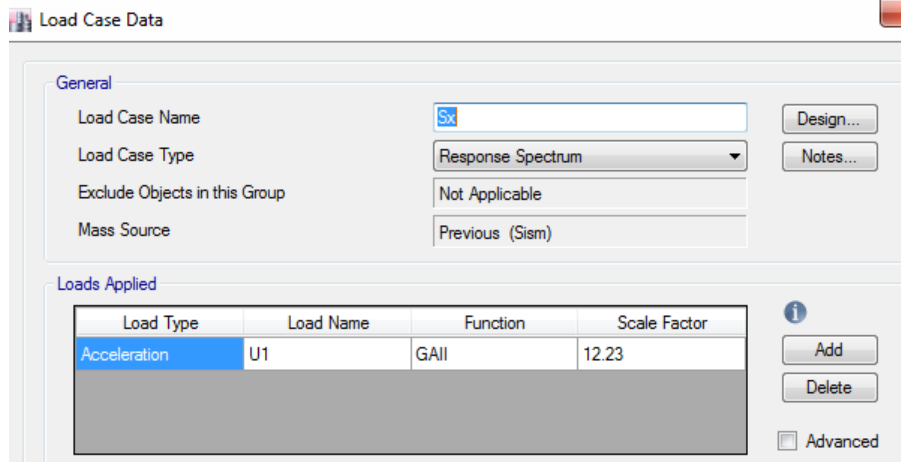


Figura. 6.2.2 Asignación de Carga sísmica Dirección X.

Fuente: Programa Etab's.

6.2.3 Asignación de carga sísmica en dirección y (SY)

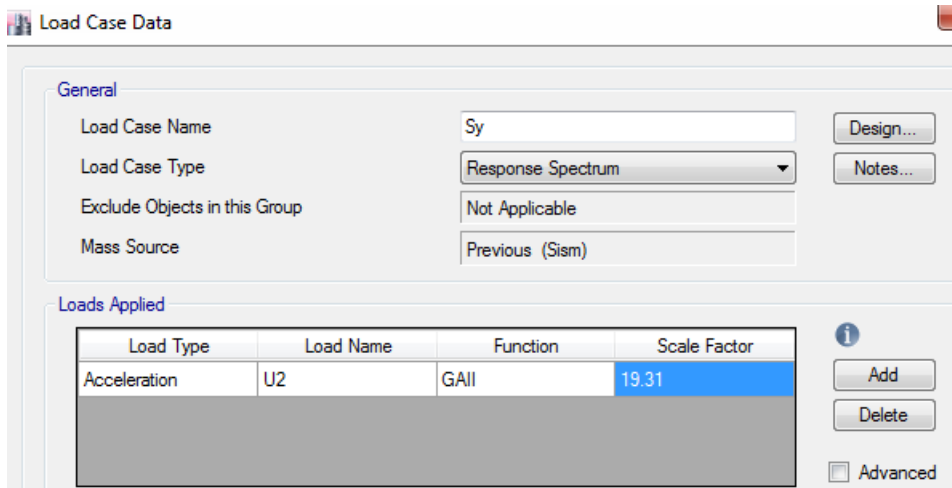


Figura. 6.2.3. Asignación de Carga sísmica Dirección Y.

Fuente: Programa Etab's.

6.3 Cargas por viento

De acuerdo al “Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Viento 2008” de la Comisión Federal de Electricidad las estructuras se clasifican de acuerdo a su importancia, para este caso se considera Grupo B y de acuerdo a su respuesta ante la acción de viento.

Clasificación de las estructuras según su importancia.

Se recomienda que la seguridad necesaria para que una construcción cumpla con las funciones para las que se destine, se establezca a partir de niveles de importancia. En la práctica actual, dichos niveles se asignan a velocidades de diseño correspondientes a periodos de retorno constantes u óptimos. En este inciso, según el nivel de importancia seleccionado para una estructura, las construcciones se clasifican en los grupos que se definen a continuación.

GRUPO A Estructuras con un grado de seguridad elevado. Se incluyen en este grupo aquéllas cuya falla cause la pérdida de un número importante de vidas, o perjuicios económicos o culturales excepcionalmente altos; las construcciones y depósitos cuya falla implique un peligro significativo por almacenar o contener sustancias tóxicas o inflamables; las construcciones cuyo funcionamiento es imprescindible y debe continuar después de la ocurrencia de vientos fuertes y las construcciones cuya falla impida la operación de plantas termoeléctricas, hidroeléctricas y nucleares. Ejemplos de estas estructuras son: áreas de reunión con capacidad mayor que doscientas personas (salas de espectáculos, auditorios y centros de convenciones), locales y cubiertas que alojen equipo especialmente costoso, museos, templos, estadios, terminales de distribución de hidrocarburos, centrales telefónicas e inmuebles de telecomunicaciones principales, estaciones terminales de transporte, estaciones de bomberos, de rescate y de policía hospitales e inmuebles médicos con áreas de urgencias, centros de operación en situaciones de desastre, escuelas, chimeneas, subestaciones eléctricas.

Clasificación de las estructuras según su respuesta ante la acción del viento

Por las características del comportamiento de las estructuras a los efectos dinámicos del viento, las construcciones se clasifican en cuatro tipos. Una vez que se establezca su clasificación, podrá seleccionarse el método para estimar las cargas de diseño provocadas por el viento sobre las estructuras.

TIPO 1 Estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento. Se agrupan en este tipo aquéllas en las que la relación de esbeltez, λ , (definida como la relación entre la altura y la menor dimensión en planta), es menor o igual que cinco y con periodo natural de vibración del primer modo, menor o igual que un segundo. Se consideran dentro de este tipo la mayoría de los edificios para habitación u oficinas, bodegas, naves industriales, teatros y auditorios, puentes cortos.

Para traveses y para armaduras simples o continuas, la relación de esbeltez se obtendrá al dividir el claro mayor por la menor dimensión perpendicular a éste. Incluye las construcciones cerradas

Con sistemas de cubierta rígidos, capaces de resistir las cargas debidas al viento sin que varíe esencialmente su geometría. Se excluyen las cubiertas flexibles, como las de tipo colgante, a menos que, por la adopción de una geometría adecuada, proporcionada por

Determinación de la velocidad básica de diseño, V_D .

La velocidad básica de diseño, V_D , es la velocidad a partir de la cual se calculan los efectos del viento sobre la estructura o sobre un componente de la misma. La velocidad básica de diseño, en km/h, se obtendrá con la ecuación:

$$V_D = F_T F_{rz} V_R$$

En donde:

F_T es el factor que depende de la topografía local, adimensional, F el factor que toma en cuenta el efecto de las características de exposición local, adimensional, y V_R la velocidad regional de ráfaga que le corresponde al sitio en donde se construirá la estructura, en km/h.

Para el cálculo de la velocidad básica de diseño se utilizará una velocidad regional de 197 km/h de acuerdo a las velocidades regionales del manual de CFE 2008.

6.3.1 Presión ejercida por el viento

ESTRUCTURA

GRUPO : **A**
TIPO : **3**
CLASE : **A**

TERRENO

CATEGORÍA : **3**
SITIO : **Normal**

VELOCIDAD DE DISEÑO:

(CONSTANTE SI LA ALTURA ES MENOR A 10)

$V_r =$ **197** km/hr
 $F_c =$ 1.00
 $F_T =$ **1.10**
 $F_{rz} =$ 0.95

$H =$ **16** m
 $\alpha =$ 0.156
 $\delta =$ 390 m

$V_D =$ 205.41 km/hr

PRESIÓN DINÁMICA DE BASE

$\tau =$ **24.6** °
ASNM = **40** m

$\Omega =$ 757 mmHg
 $G =$ 0.997

$qz =$ **201.89 kg/m²**

Presión del viento en las caras y cubierta.

Se considera una estructura cerrada por las fachadas que impiden el paso del viento. Se aplicó un coeficiente de presión C_p de 0.8 de referente a la Tabla 6.3 y un coeficiente de succión C_s de 0.9 de acuerdo a la tabla 6.4 y se aplicó el coeficiente de presión exterior en columnas tomando en cuenta su área. Por lo que la fuerza es:

$$F = qz * C_p = 201.89 * 0.8 = 161.51 \text{ kg/m}^2$$

$$F = qz * C_s = 201.89 * 0.9 = 181.70 \text{ kg/m}^2$$

Tabla 6.3 Coeficientes de Presión C_p y succión C_s para muros en Barlovento MB y Sotavento MS en construcciones cerradas.

Muro	Dirección del viento θ , en grados	d/b	Inclinación del techo γ , en grados	C_{pe}
Barlovento	Normal ($\theta = 0^\circ$) o paralela ($\theta = 90^\circ$) a las generatrices	Cualquiera	Cualquiera	0.8
Sotavento	Normal ($\theta = 0^\circ$) o paralela ($\theta = 90^\circ$) a las generatrices, para techos a cuatro aguas.	≤ 1	$< 10^\circ$	-0.5
		= 2		-0.3
		≥ 4		-0.2
	Normal ($\theta = 0^\circ$) a las generatrices, para techos a una o dos aguas	Cualquiera	$10^\circ \leq \gamma \leq 15^\circ$	-0.3
			20°	-0.4
		≤ 0.1	$\geq 25^\circ$	-0.75
	≥ 0.3	-0.5		
	Paralela ($\theta = 90^\circ$) a las generatrices, para techos a una o dos aguas	≤ 1	Cualquiera	-0.5
		= 2		-0.3
≥ 4		-0.2		

Fuente: MDOC 2008 CFE Diseño por viento.

Tabla 6.4 Coeficientes de Presion C_s y Succion C_s para zonas de Techos de Construcciones con planta rectangular cerrada. Cubierta de Barlovento CB y cubierta de Sotavento CS para $\gamma < 10^\circ$, Cubiertas Transversales CT de techos a una o dos aguas.

Zona e inclinación del techo		Relación \bar{h}/d	Distancia horizontal sobre el techo medida a partir de la arista superior del muro de barlovento	C_{pe}	
Cubierta transversal (CT) de techos a una o dos aguas γ'	Cubierta de barlovento (CB) y sotavento (CS) γ			Caso 1	Caso 2
Cualquiera	$\gamma < 10^\circ$	≤ 0.5	0 a $0.5\bar{h}$	-0.9	-0.4
			$0.5\bar{h}$ a $1\bar{h}$	-0.9	-0.4
			$1\bar{h}$ a $2\bar{h}$	-0.5	0
			$2\bar{h}$ a $3\bar{h}$	-0.3	0.1
			$> 3\bar{h}$	-0.2	0.2
		≥ 1.0	0 a $0.5\bar{h}$	-1.3	-0.6
			$0.5\bar{h}$ a $1\bar{h}$	-0.7,	-0.3
			$1\bar{h}$ a $2\bar{h}$	(-0.7)	(-0.3) ⁽¹⁾
			$2\bar{h}$ a $3\bar{h}$	(-0.7)	(-0.3)
			$> 3\bar{h}$	(-0.7)	(-0.3)

Fuente: MDOC 2008 CFE Diseño por viento.

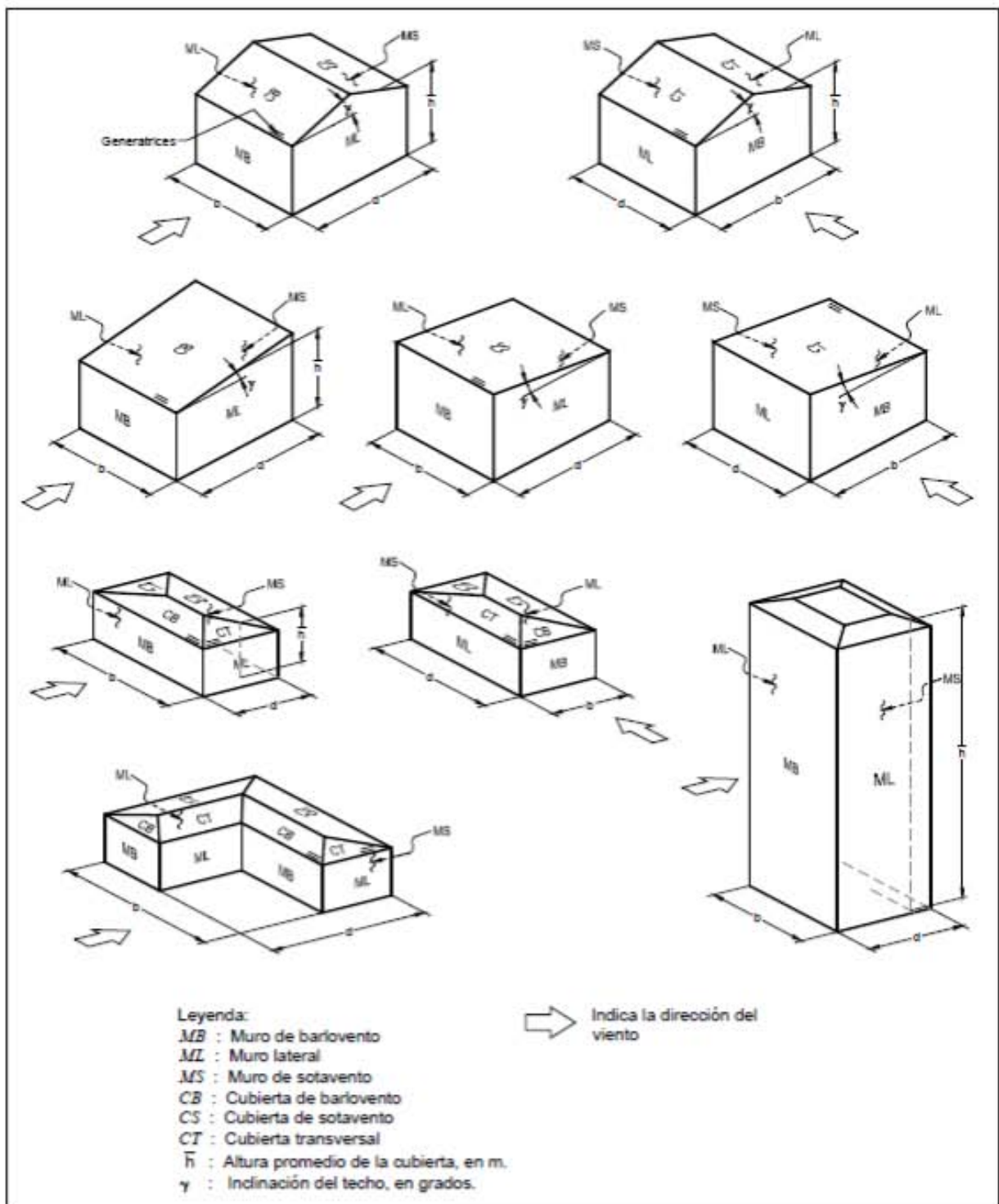


Figura. 6.3.4. Definición de parámetros de construcción con planta cerrada.

Fuente: MDOC 2008 CFE Diseño por viento

6.3.2 Asignación de cargas de viento en dirección x.

Se aplicó una carga en cada nodo de la estructura de 0.1Ton de elementos Tridimensionales y 0.3Ton en elementos de Armaduras y una carga de MB y MS de 1.6 Ton.

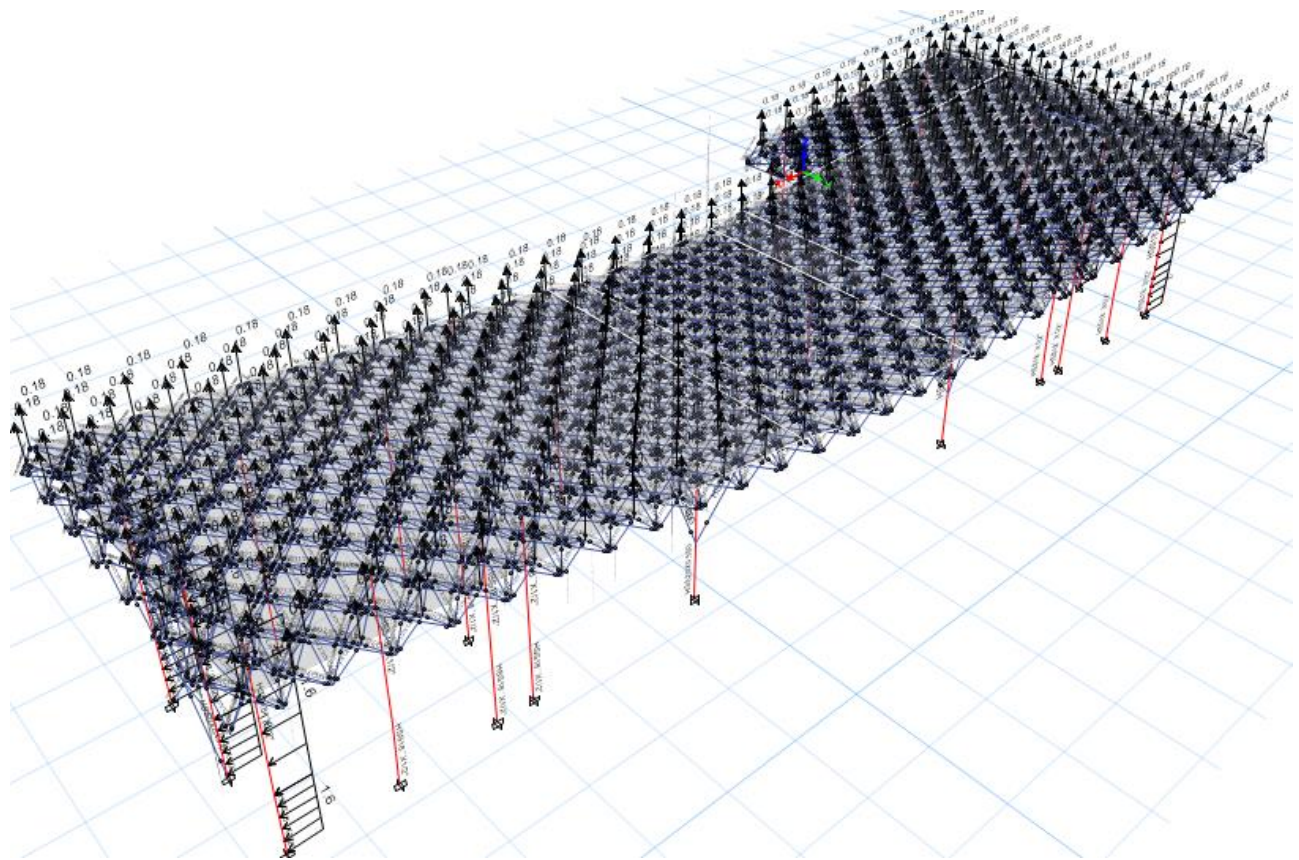


Figura. 6.3.5. Aplicación de cargas por viento en dirección X (Estructura espacial).

Fuente: Programa Etab's.

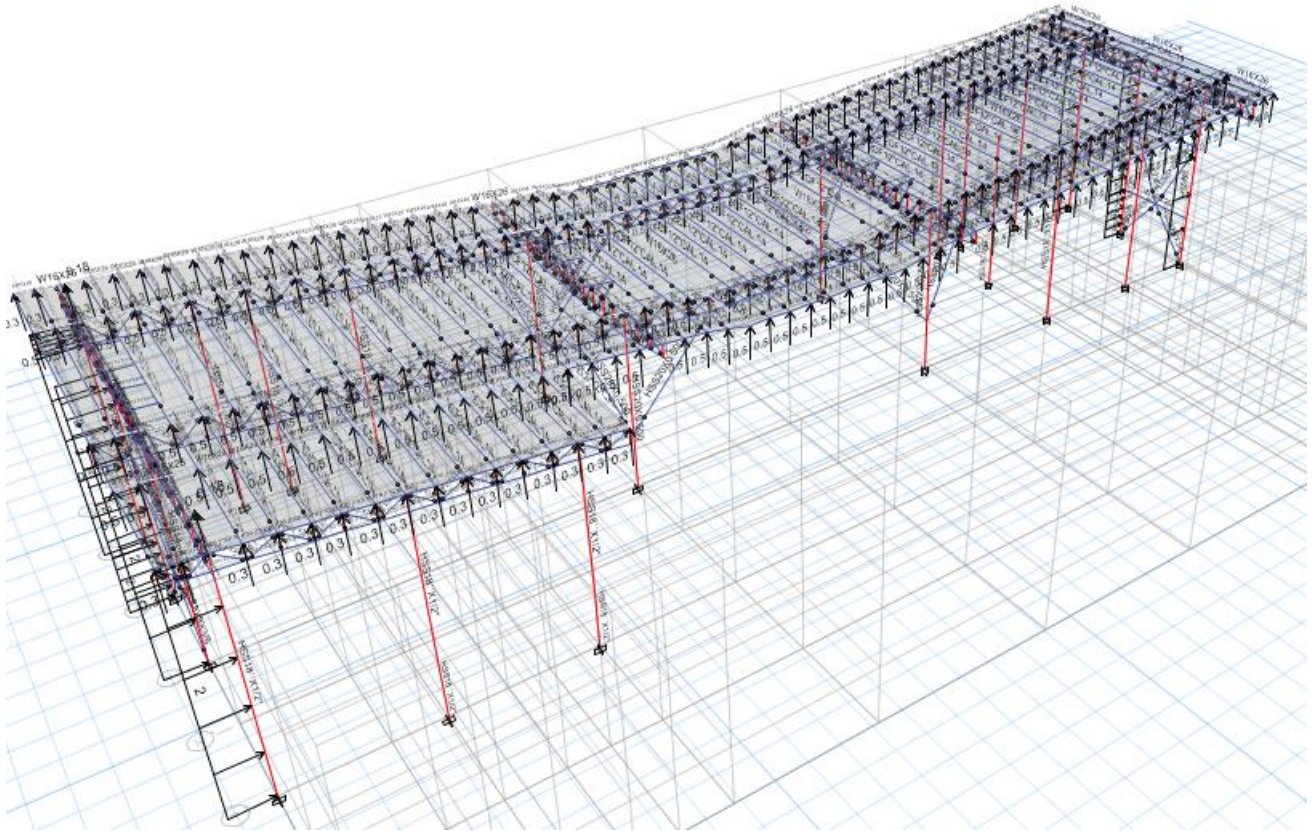


Figura. 6.3.6. Aplicación de cargas por viento en dirección X (Estructura armaduras).

Fuente: Programa Etab's.

6.3.3 Asignación de cargas de viento en dirección y.

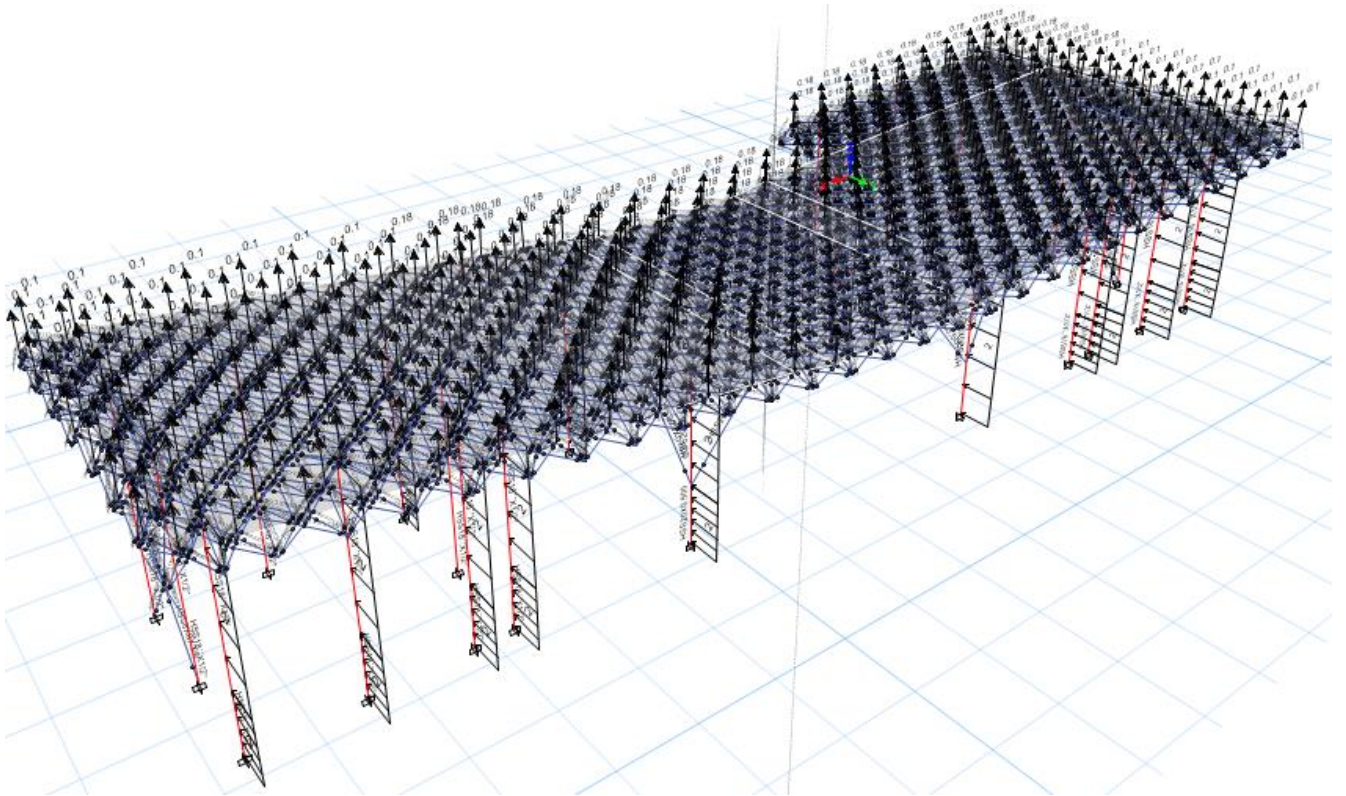


Figura. 6.3.7. Aplicación de cargas por viento en dirección Y (Estructura espacial).

Fuente: Programa Etab's.

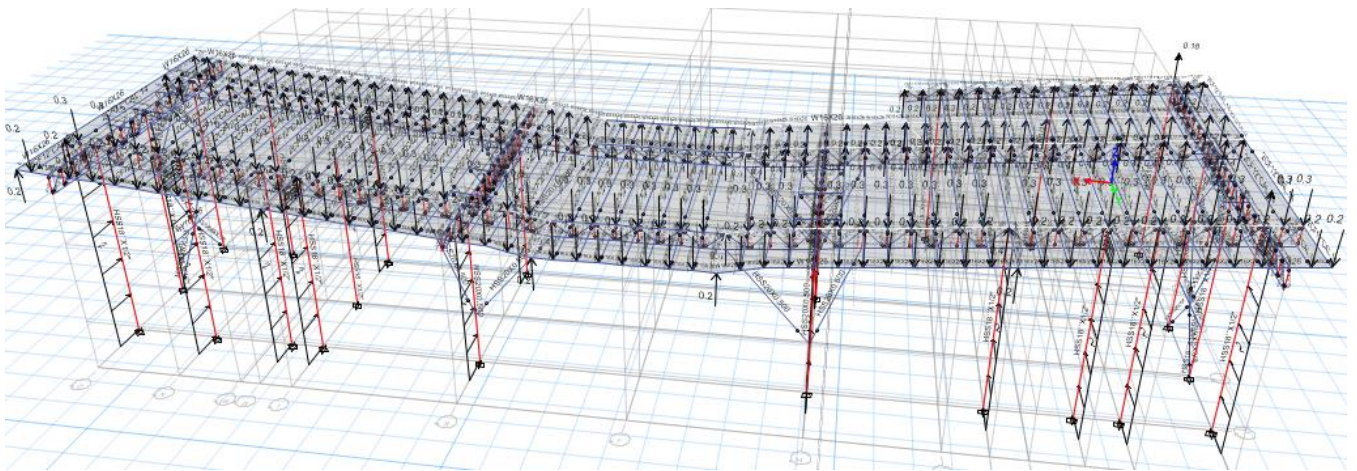


Figura. 6.3.8. Aplicación de cargas por viento en dirección Y (Estructura armaduras).

Fuente: Programa Etab's.

7. COMBINACIONES DE DISEÑO

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 de las **Normas Técnicas Complementarias 2017 de la Ciudad de México**, 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 3.4 de las **Normas Técnicas Complementarias 2017 de la Ciudad de México**.

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 3.4 (NTC.2017).

Condiciones de resistencia

LRFD_{CMCV}: $1.3CM+1.5CV$

SISMO EN DIR. X: $1.1(CM+CVR(+/-)SX(+/-)0.3SY)$

SISMO EN DIR. Y: $1.1(CM+CVR(+/-)0.3SX(+/-)SY)$

VIENTO EN DIR. X: $0.9 (CM+CVR) + 1.1CVX$

VIENTO EN DIR. Y: $0.9 (CM+CVR) + 1.1CVY$

Condiciones de servicio

S_{CMCV}: $(CM+CV)$

S_{SISMO EN DIR. X}: $(CM+CVR(+/-)SX(+/-)0.3SY)$

S_{SISMO EN DIR. Y}: $(CM+CVR(+/-)0.3SX(+/-)SY)$

S_{VIENTO EN DIR. X}: $CM+CVR+ CVX$

S_{VIENTO EN DIR. Y}: $CM+CVR + CVY$

8. ANALISIS DINAMICO

8.1 Revisión de cortante basal

Las estructuras se analizarán bajo las acciones de dos componentes horizontales ortogonales de movimiento del terreno. La dirección principal mayor será la dirección de la cortante basal asociada al modo fundamental de vibrar de un modelo tridimensional del edificio que incluya los modos de vibrar que deban ser considerados en el análisis, y la dirección principal menor será perpendicular a la anterior.

8.2 Cortante basal mínimo

Según las Normas Técnicas Complementarias 2017 de la Ciudad de México Diseño por Sismo:

Si en la dirección de análisis se encuentra que la fuerza cortante basal V_0 obtenida con el análisis dinámico modal especificado en la sección 6.1 es menor que $a_{min}W_0$, se incrementarán todas las fuerzas de diseño en una proporción tal que V_0 iguale ese valor; los desplazamientos no se afectarán por esta corrección. W_0 es el peso total de la estructura al nivel del desplante, y a_{min} se tomará igual a 0.03 cuando $T_s < 0.5$ s o 0.05 si $T_s \geq 1.0$ s, donde T_s es el periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés. Para valores de T_s comprendidos entre 0.5 y 1.0, a_{min} se hará variar linealmente entre 0.03 y 0.05.

El periodo fundamental del terreno $T_s=0.49$ s

Por lo que la aceleración mínima es: $a_{min}=0.03$

Tabla 8.1. Reacciones en la base de modelo de elementos espaciales.

Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
CM	0	0	149.4454	4561.5482	-5610.7129	0
Scm	0	0	65.1532	1988.2251	-2354.5919	0
Cvr	0	0	54.5545	1699.6693	-2041.7279	0
Peso total de la estructura (W)			269.15			
Sx Max	27.9324	0.685	0	8.6864	367.0661	841.1858
Sy Max	1.1051	38.1195	0	491.1189	13.9746	1473.6808
Amin=	0.03					
REVISION DE CORTANTE MINIMO Amin*W						
		Sx Max	27.93			
		Sy Max	38.12			
		Amin*W	8.07			
Cumple los cortantes son mayores que el Amin*W						

Tabla 8.2. Reacciones en la base de modelo de Armaduras.

Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
CM	0	0	138.8044	4265.9377	-5262.4577	0
Scm	0	0	62.9488	1813.5512	-2040.9244	0
Cvr	0	0	54.551	1699.5654	-2041.6739	0
Peso total de la estructura (W)			256.3042			
Sx Max	26.499	0.879	0	11.6205	361.1694	786.8146
Sy Max	1.418	36.7296	0	490.6175	18.4794	1409.8894
Amin=	0.03					
REVISION DE CORTANTE MINIMO Amin*W						
		Sx Max	26.50			
		Sy Max	36.73			
		Amin*W	7.69			
Cumple los cortantes son mayores que el Amin*W						

Participacion modal Estructura a base de Armaduras					
Modo de Vibrar	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	0.624	0.9518	0.0006	0.9518	0.0006
2	0.491	0.0008	0.8039	0.9526	0.8045
3	0.412	0.0000	0.0018	0.9526	0.8063
4	0.407	0.0000	0.0322	0.9526	0.8385
5	0.38	0.0000	0.0048	0.9526	0.8433
6	0.38	0.0048	0.0000	0.9574	0.8433
7	0.339	0.0000	0.0000	0.9574	0.8434
8	0.281	0.0000	0.0004	0.9574	0.8438
9	0.261	0.0000	0.0070	0.9575	0.8507
10	0.249	0.0028	0.0000	0.9603	0.8507
11	0.191	0.0000	0.0036	0.9603	0.8543
12	0.179	0.0001	0.0799	0.9604	0.9342
13	0.173	0.0000	0.0143	0.9604	0.9485
14	0.165	0.0000	0.0001	0.9604	0.9486
15	0.154	0.0000	0.0000	0.9604	0.9486
16	0.138	0.0005	0.0001	0.9608	0.9486
17	0.138	0.0051	0.0000	0.9659	0.9486
18	0.135	0.0000	0.0000	0.9659	0.9487
19	0.134	0.0060	0.0000	0.972	0.9487
20	0.125	0.0000	0.0000	0.972	0.9487
La sumatoria de la participacion modal es Mayor al 0.9 (90%) Por lo que cumple Con el Reglamento.					

9.- ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

9.1 Deformaciones permisibles por cargas gravitacionales

Deformaciones verticales:

Las deflexiones en el centro de traveses, incluyendo efectos a largo plazo, deberán ser menores que la permisible :

$\Delta_{perm} = \frac{L}{240}$ [cm], cuando no existen elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables.

$\Delta_{perm} = \frac{L}{480}$ [cm], cuando existen elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables.

Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplican.

En la Figura. 15.1 y 15.2 se muestran las deformaciones máximas al centro del claro el cual tiene una separación de Apoyos de 24m con la combinación de Carga de Servicio (CM+CV).

Entonces:

La deformación permitida es $2400\text{cm}/240=10\text{cm}$

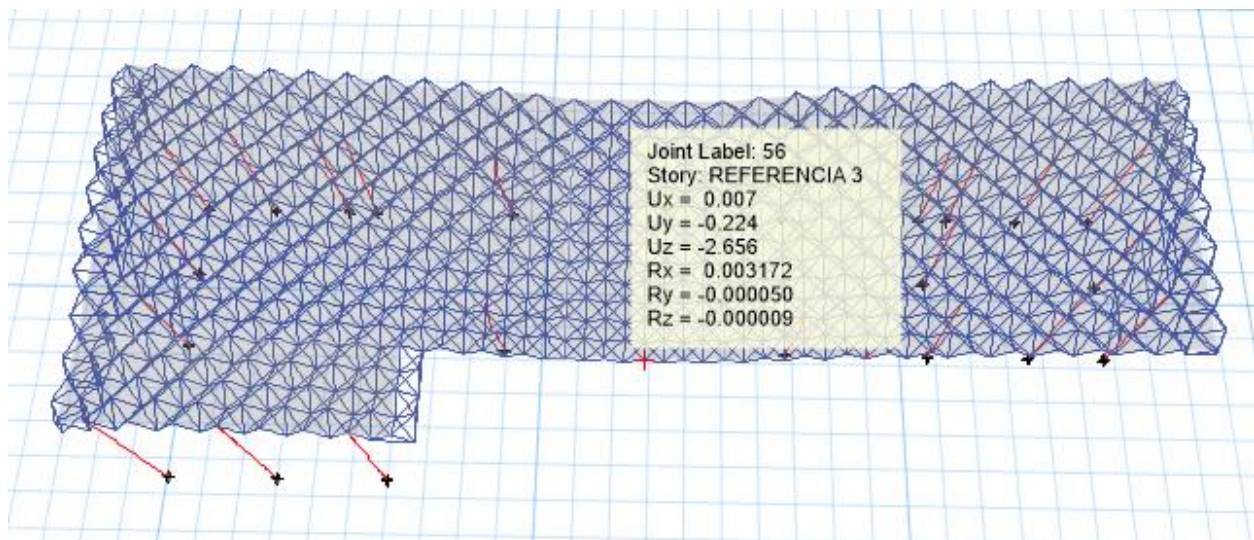


Figura. 9.1.1 Deformación máxima en cubierta a base de estructuras espaciales.

Fuente: Programa Etab's.

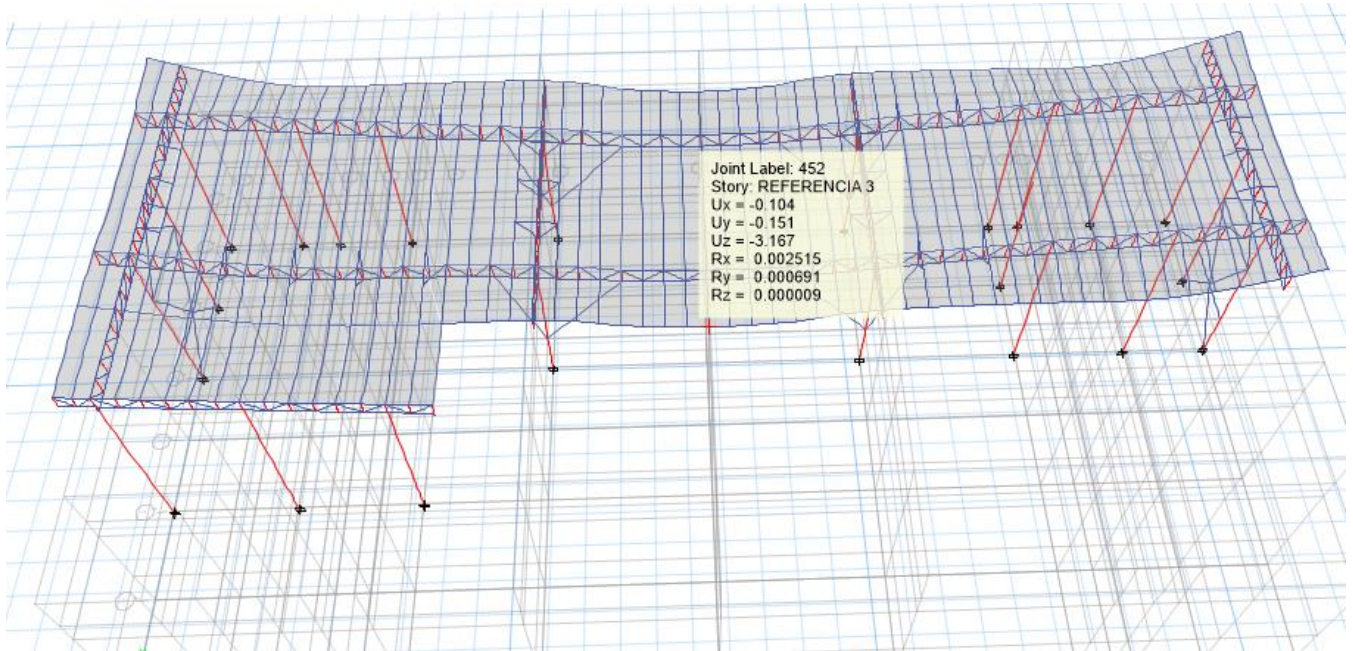


Figura. 9.1.2. Deformación máxima en cubierta a base de armaduras.

Fuente: Programa Etab's.

9.2 Desplazamientos laterales

Los desplazamientos relativos de columnas o muros entre sus niveles serán:

$\Delta_{relativo} < \frac{H_{entrepiso}}{500}$, elementos no estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos.

$\Delta_{relativo} < \frac{H_{entrepiso}}{250}$, cuando existen elementos no estructurales incapaces de soportar deformaciones apreciables.

Adicionalmente y no menos importante será lo prescrito por la sección 1.8 de las normas de diseño sísmico, las cuales mencionan lo siguiente.

Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso divididas entre su diferencia de elevaciones correspondiente (distorsiones) no excederán las condiciones de diseño siguientes:

9.3 Seguridad contra el colapso.

$$\gamma * QR < \gamma_{max}$$

Donde:

γ = distorsiones obtenidas con el espectro de diseño definido en el capítulo 3 de las NTCDs

Q= Factor de comportamiento sísmico

R=Factor de sobrerresistencia que se calcula para el periodo fundamental de vibrar de la estructura.

γ_{max} = distorsiones límite según el sistema estructural adoptado (tabla 9.3 de las NTCDs).

Para el caso particular del presente proyecto corresponde ductilidad baja con Q=2 y sistema dual formado por marcos de acero y contravientos de acero, es decir, que se admitirá mucha deformación inelástica o daño severo para la estructura.

Tabla 9.3 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de acero y compuestas. Fuente: NTC 2017.

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	γ_{max}
Marcos	Alta	----	4.0	0.030
	Media	----	3.0	0.020
	Baja	----	2.0	0.015
	Media	Vigas de alma abierta (armaduras) de <i>ductilidad alta</i>	3.0	0.020
	Baja	Vigas de alma abierta (armaduras) de <i>ductilidad baja</i>	2.0	0.015
	Baja	Conexiones semirrígidas	2.0	0.015
Sistema dual ^(a) formado por marcos de acero y contravientos de acero ⁽²⁾⁽³⁾⁽⁴⁾	Alta	Contravientos excéntricos	4.0	0.020
	Alta	Contravientos restringidos al pandeo	4.0	0.020
	Media	Contravientos concéntricos de <i>ductilidad alta</i>	3.0	0.015
	Baja	Contravientos concéntricos de <i>ductilidad baja</i>	2.0	0.010
	Baja	Contravientos concéntricos que trabajan solo en tensión	1.5	0.005
Sistema dual ^(a) formado por marcos de acero y muros ⁽²⁾⁽⁴⁾	Alta	Muros de <i>ductilidad alta</i> de placa de acero	4.0	0.020
	Alta	Muros de <i>ductilidad alta</i> de concreto	4.0	0.020
	Media	Muros de <i>ductilidad media</i> de placa de acero	3.0	0.015
	Baja	Muros de <i>ductilidad baja</i> de concreto	2.0	0.010
Marcos compuestos	Alta	----	4.0	0.030
	Media	----	3.0	0.020
	Media	Vigas de alma abierta (armaduras) de <i>ductilidad alta</i>	3.0	0.020
	Media	Conexiones semirrígidas	3.0	0.020
	Baja	Vigas de alma abierta (armaduras) de <i>ductilidad baja</i>	2.0	0.015
	Baja	Marcos de <i>ductilidad baja</i>	2.0	0.015
Sistema dual ^(a) formado por marcos compuestos y contravientos de acero ⁽²⁾⁽³⁾⁽⁴⁾	Alta	Contravientos excéntricos	4.0	0.020
	Alta	Contravientos restringidos al pandeo	4.0	0.020
	Media	Contravientos concéntricos de <i>ductilidad alta</i>	3.0	0.015
	Baja	Contravientos concéntricos de <i>ductilidad baja</i>	2.0	0.010

9.4 Limitación de daños antes sismos frecuentes

$$\gamma * Q'RK_s < \gamma_{max}$$

$\gamma_{max} = 0.002$, cuando se tengan elementos no estructurales ligados a la estructura.

$\gamma_{max} = 0.004$, cuando se tengan elementos no estructurales separados de la estructura.

9.5 Colindancias

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.

$$Colindancia = \max(5cm, (0.006Altura_{nivel})\Delta_{horizontal})$$

Para este caso el edificio se encuentra al centro de un terreno que es 3 veces más grande que el edificio, por lo que se encuentra lejos de la colindancia.

9.6 Revisión de desplazamientos laterales.

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 efectos de revisión, los desplazamientos laterales se obtienen del análisis realizado con las fuerzas sísmicas de diseño, y deberá considerarse la mayor distorsión de las que se calculan para cada elemento o subsistema vertical contenido en el entrepiso (marcos, muros y cualquier otro elemento vertical). Se deberán revisar los desplazamientos laterales para las dos condiciones de diseño siguientes

a) Para el cumplimiento del estado límite de seguridad contra colapso, se revisará que las distorsiones obtenidas con el espectro de diseño definido en el Capítulo 3, multiplicadas por QR, no excedan los valores especificados para la distorsión límite

(γ_{max}) en las tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3 (NTC-2017), según el sistema estructural que se haya adoptado. Q es el factor de comportamiento sísmico. El valor de R se calculará para el periodo fundamental de vibrar de la estructura. Los desplazamientos laterales y las distorsiones para esta condición se emplearán también para revisar los requisitos de separación de edificios colindantes de la sección 1.9 (NTC-2017), así como para el cálculo de los efectos de segundo orden estipulados en la sección 2.3 (NTC-2017).

Factor de sobre-resistencia

El factor de sobre-resistencia, R, debe determinarse con la ecuación siguiente:

$$R = k_1 R_0 + k_2$$

Donde R_0 es un factor básico de sobre-resistencia del sistema estructural, que se tomará igual a:

$R_0 = 1.75$ para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos a los que se asigna Q menor que 3 según las reglas establecidas en el Capítulo 4 (NTC 2017 DS).

k_1 , factor de corrección por hiperestaticidad, que es igual a:

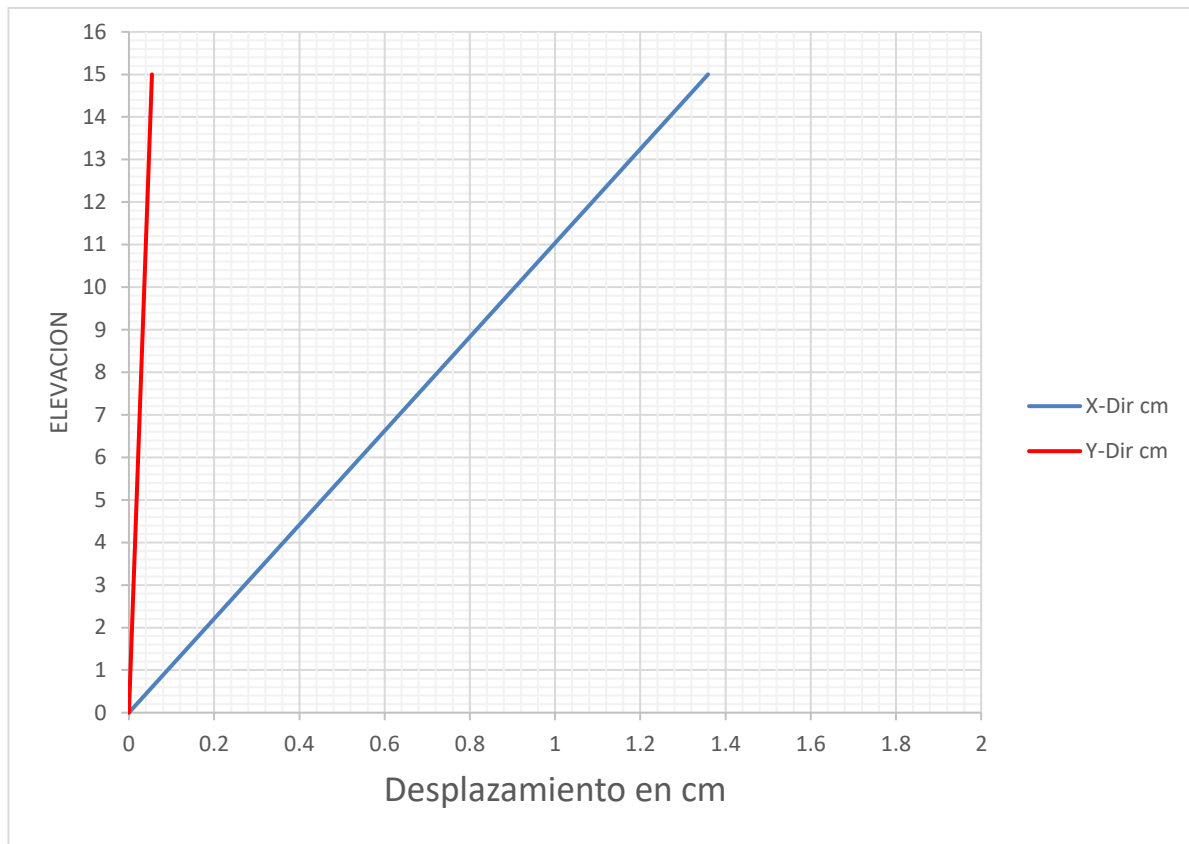
0.8 para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que tengan menos de tres crujías resistentes a sismo en la dirección de análisis y dos o menos crujías resistentes a sismo en la dirección normal a la de análisis; 1.0 para estructuras de mampostería, y para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que tengan tres o más crujías resistentes a sismo en las dos direcciones de análisis;

$$R = 0.8 * 1.75 = 1.4$$

Desplazamientos en cubierta a base de estructuras espaciales.

El valor máximo en la gráfica en dirección X es de 1.39cm.

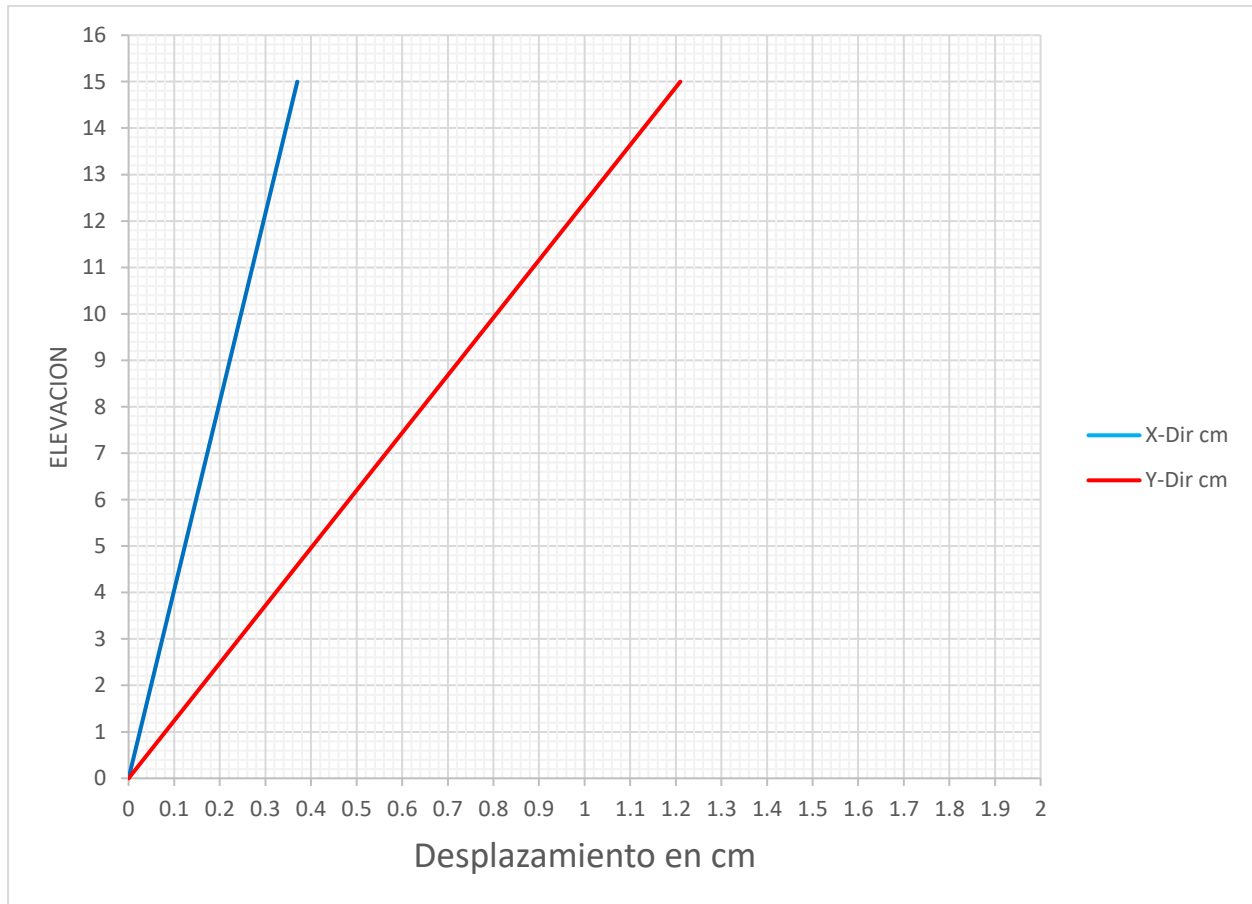
El valor máximo en la gráfica en dirección Y es de 0.05cm.



Grafica 1.1 Desplazamiento en direccion SX estructura espacial.

El valor máximo en la gráfica en dirección X es de 0.37cm.

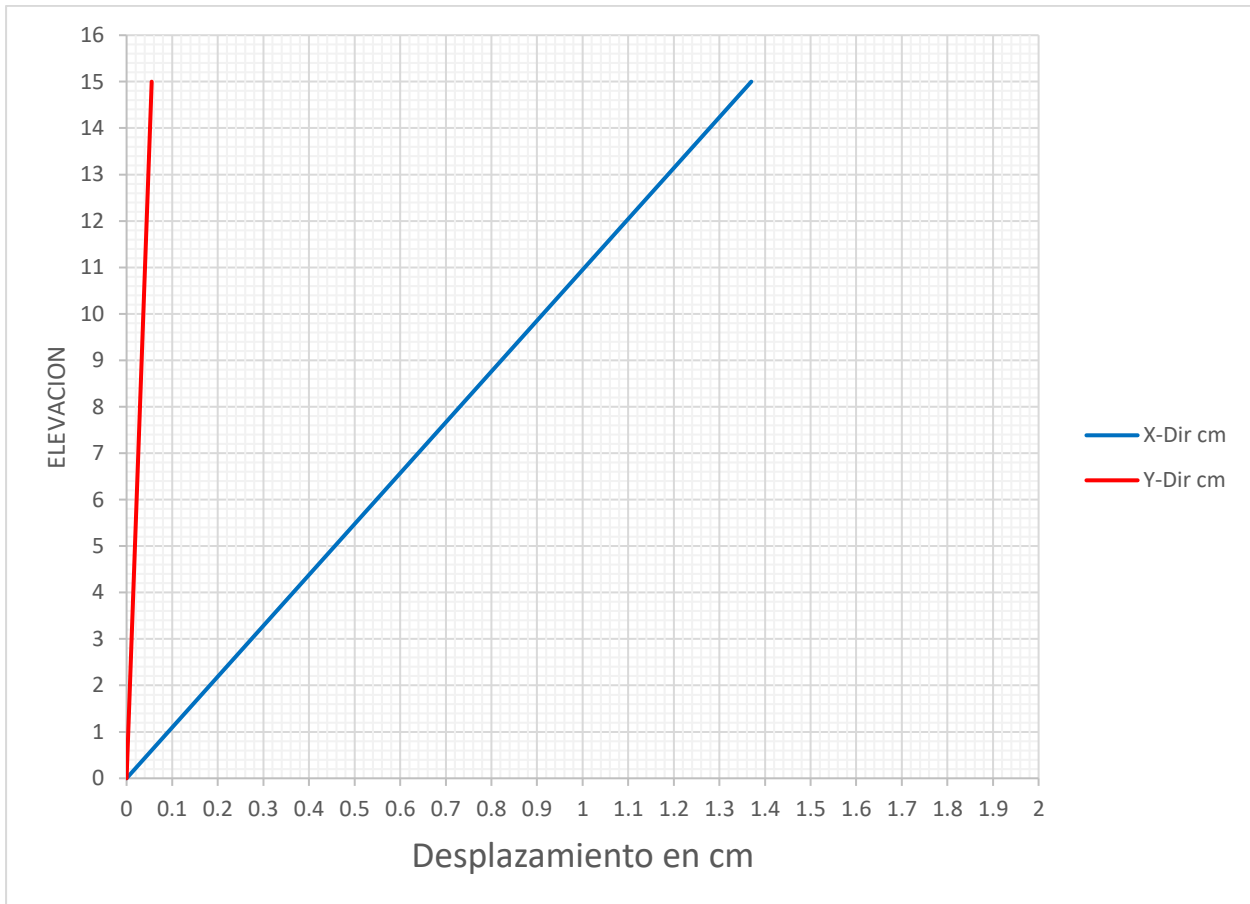
El valor máximo en la gráfica en dirección Y es de 1.25cm.



Grafica 1.2 Desplazamiento en direccion SY estructura espacial

El valor máximo en la gráfica en dirección X es de 1.37cm.

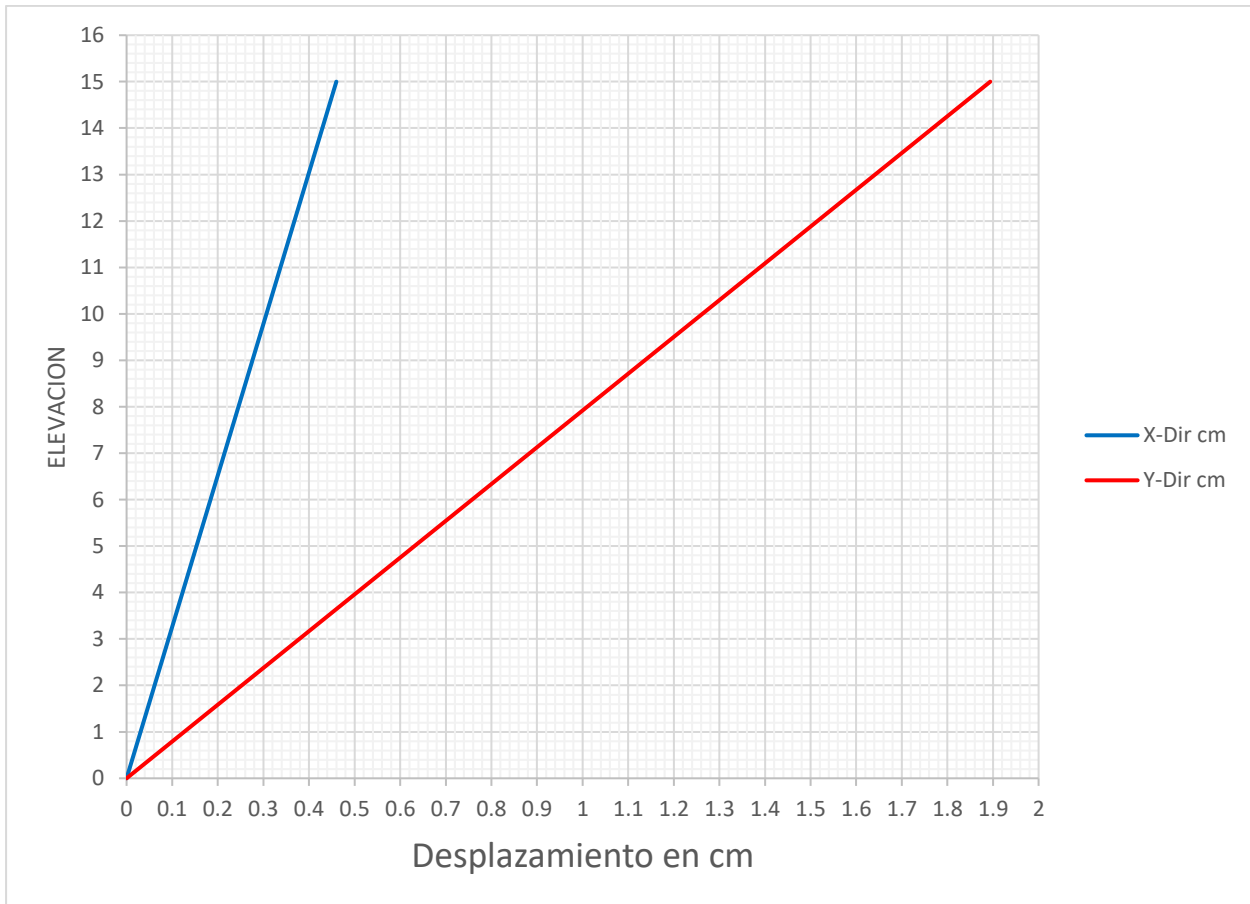
El valor máximo en la gráfica en dirección Y es de 0.06cm.



Gráfica 2.1 Desplazamiento en dirección SX estructura a base de armaduras.

El valor máximo en la gráfica en dirección X es de 0.46cm.

El valor máximo en la gráfica en dirección Y es de 1.89cm.



Gráfica 2.1 Desplazamiento en dirección SY estructura a base de armaduras.

Revisión de Distorsiones de entepiso

Parámetros

Q=2 2
 R= 1.4 Limite= 0.01

Sismo X Cubierta a base de Estructuras Espaciales.

Elevación cm	Y-Dir cm	X-Dir cm	Distorsión X-Dir*Q*R	Condición	Distorsión Y-Dir*Q*R	Condición
0	-	-	-	-	-	-
1500	0.054	1.359	0.00010	Cumple	0.0025	Cumple

Sismo Y Cubierta a base de Estructuras Espaciales.

Elevación cm	Y-Dir cm	X-Dir cm	Distorsión X-Dir*Q*R	Condición	Distorsión Y-Dir*Q*R	Condición
0	-	-	-	-	-	-
15	1.21	0.37	0.00226	Cumple	0.0007	Cumple

Sismo X Cubierta a base de Armaduras

Elevación cm	Y-Dir cm	X-Dir cm	Distorsión X-Dir*Q*R	Condición	Distorsión Y-Dir*Q*R	Condición
0	-	-	-	-	-	-
15	0.055	1.37	0.00010	Cumple	0.0026	Cumple

Sismo Y Cubierta a base de Armaduras

Elevación cm	Y-Dir cm	X-Dir cm	Distorsión X-Dir*Q*R	Condición	Distorsión Y-Dir*Q*R	Condición
0	-	-	-	-	-	-
15	1.894	0.46	0.00354	Cumple	0.0009	Cumple

10. ELEMENTOS MECANICOS

10.1 Elementos mecánicos en estructura espacial.

A continuación se muestran los elementos mecánicos en el modelo de estructura espacial, el cual se idealizó con todos sus elementos de cubierta articulados, por lo que en la Figura. 10.1 se aprecian elementos únicamente sometidos a carga axial.

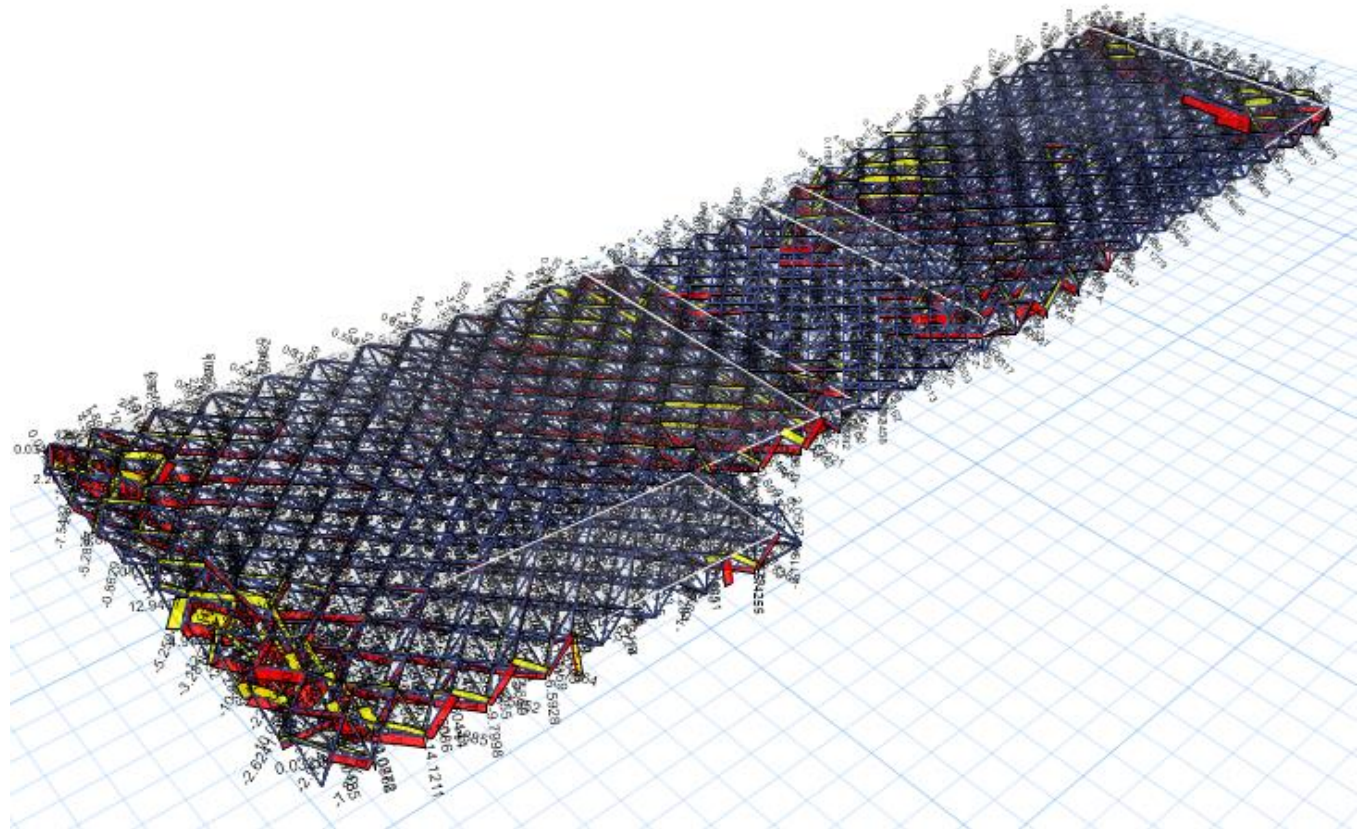


Figura. 10.1. Elementos mecánicos (Axial) en estructura a base de estructuras espaciales. Fuente: Programa Etab's.

10.2 Elementos mecánicos en estructura a base de armaduras.

A continuación se muestran los elementos mecánicos en el modelo a base de Armaduras, el cual se idealizo con todos los largueros articulados, por lo que en la Figura. 10.2.1 se aprecian elementos de armaduras se encuentran sometidos a carga axial y los largueros y traveses Perimetrales a Flexión Figura. 16.3.

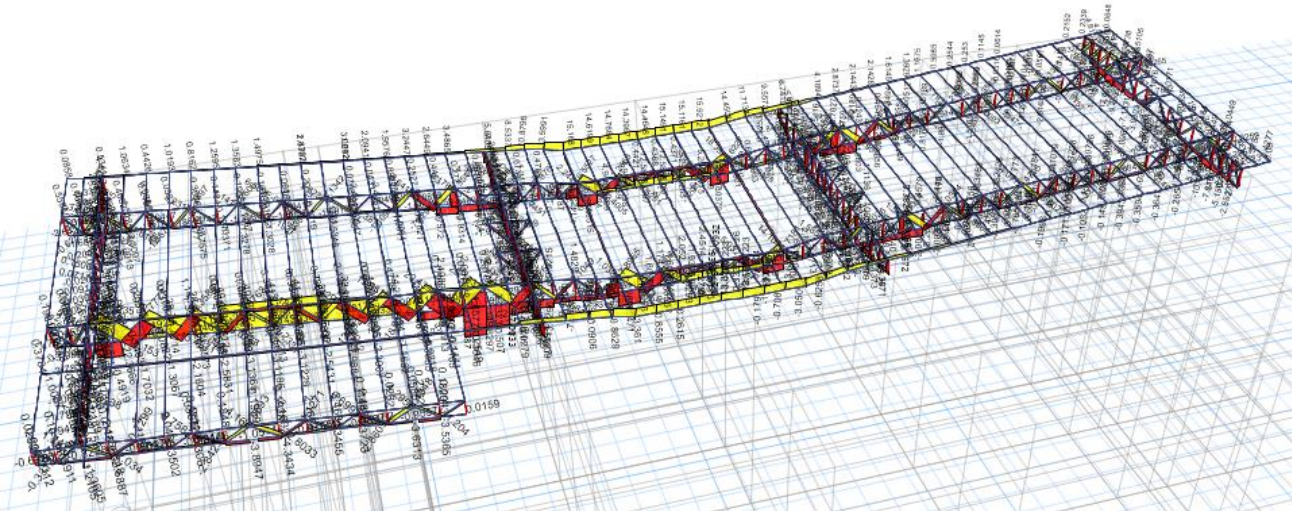


Figura. 10.2.1 Elementos mecánicos (Axial) en estructura a base de armaduras.

Fuente: Programa Etab's.

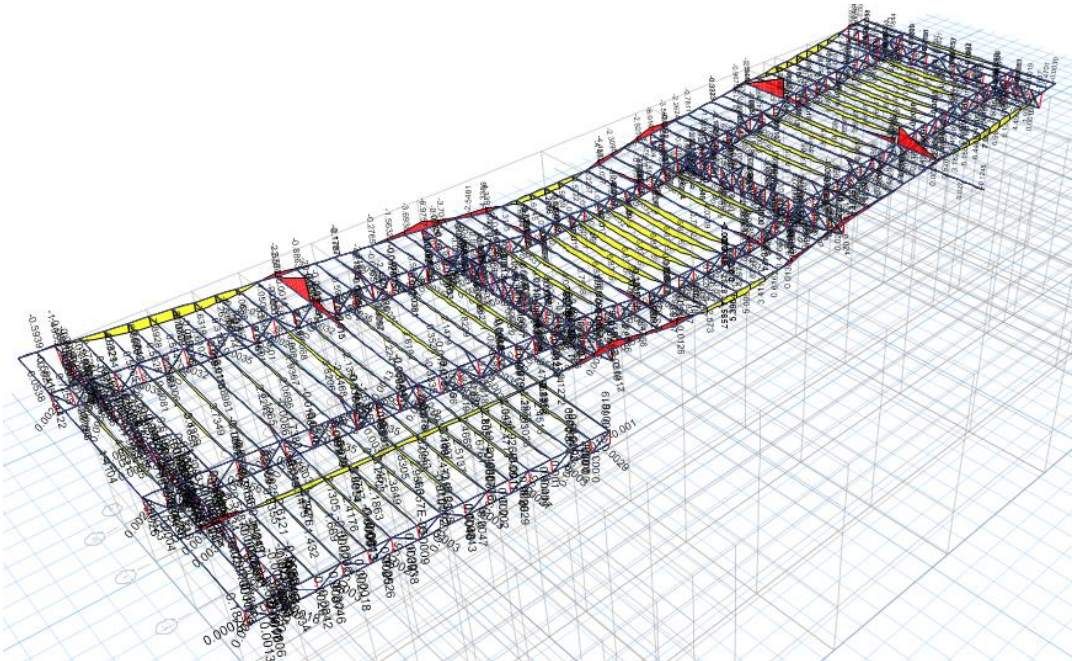


Figura. 10.2.2. Elementos Mecánicos (Flexión) en estructura a base de armaduras.

Fuente: Programa Etab's.

11. RELACION DEMANDA VS CAPACIDAD

Los elementos estructurales deben de resistir las solicitaciones de Flexión, Cortante, Fuerza Axial, Tensión o fuerzas a las que estén sometidas la capacidad debe de ser mayor o igual a la capacidad esta relación deberá de ser menor a 1. En la Figura.. 17.1 y 17.2 se muestra esta relación la cual en todos sus elementos se logra por lo que la estructura cumple con los requisitos de resistencia.

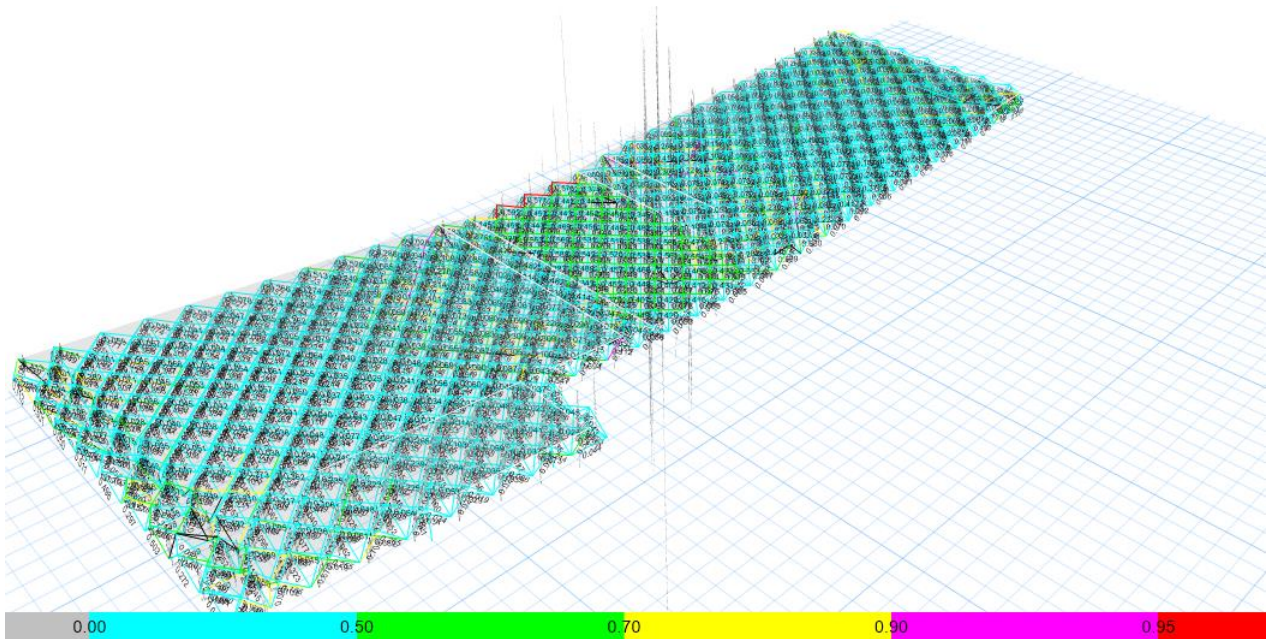


Figura. 11.1 Relación demanda Vs capacidad en estructura espacial.

Fuente: Programa Etab's.

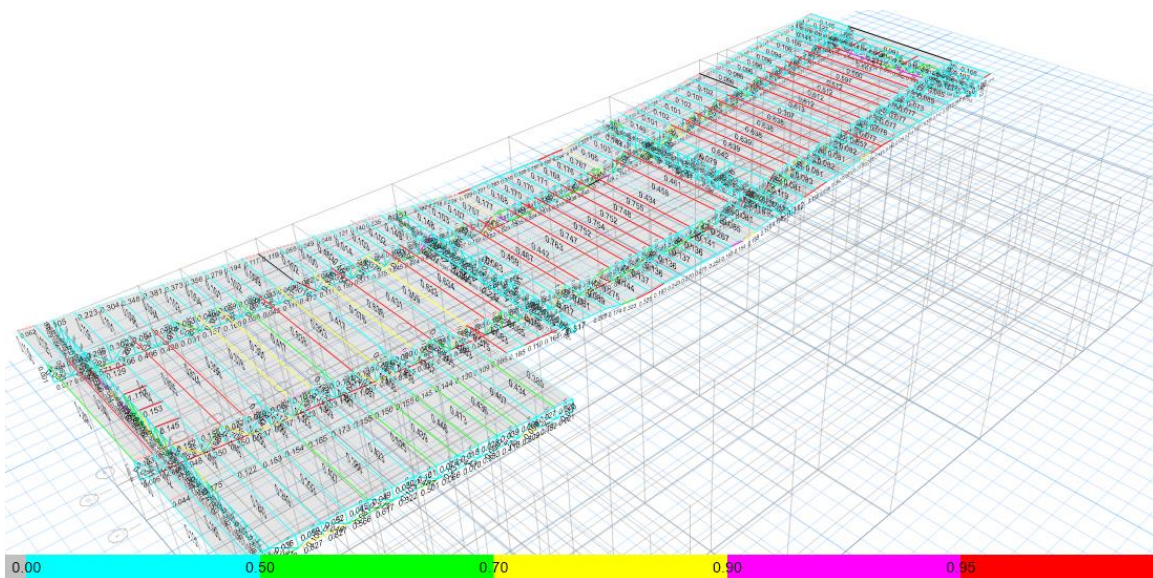


Figura. 11.2 Relación demanda Vs capacidad en estructura a base de armaduras.

Fuente: Programa Etab's.

12. COMPARATIVA DE PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA

PESO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA A BASE DE ARMADURAS				PESO DE ESTRUCTURA DE CUBIERTA A BASE DE ESTRUCTURA ESPACIAL			
Section	Element Type	Total Length	Total Weight	Section	Element Type	Total Length	Total Weight
		m	tonf			m	tonf
W16X26	Beam	26.92	0.9847	W16X26	Beam	289.0509	11.15742
HSS8X8X3/8	Beam	13.46	0.76098	HSS8X8X3/8	Beam	13.46	0.78872
HSS8X8X3/8	Brace	69.7583	4.23136	HSS8X8X3/8	Brace	69.7566	4.23126
HSS20X0.500	Column	46.241	6.67354	HSS20X0.500	Column	52.241	7.53946
HSS20X0.500	Brace	70.5375	10.18003	HSS20X0.500	Brace	70.5375	10.18003
TUBO 2.375"CED	Column	1.5	0.01118	HSS18"X1/2"	Column	268.882	48.74842
TUBO 2.375"CED	Beam	3491.0736	25.91524	PTR3"X3"X3/16"	Column	49.8012	0.55663
TUBO 2.375"CED	Brace	3709.2433	27.64032	PTR3"X3"X3/16"	Beam	563.0298	6.02544
TUBO 2.875"CED	Beam	398.4255	3.39841	PTR3"X3"X3/16"	Brace	108.76	1.21562
TUBO 2.875"CED	Brace	220.8859	1.90665	PTR 2"X3/16	Column	206.0002	1.42805
HSS18"X1/2"	Column	246.8868	44.76069	PTR 2"X3/16	Beam	45.4087	0.29471
		Peso Total	126.4631	PTR 2"X3/16	Brace	347.9018	2.41175
				2CF12"CAL.14	Beam	1050.88	17.30821
				2CF CAL 12	Beam	155.64	3.82575
						Peso Total	115.71147
SE OBSERVA QUE EL TONELAJE DE CUBIERTA A BASE DE TRIDILOSA ES MAYOR AL FORMADO POR ARMADURAS UN:					109%		

13. CONCLUSIONES

Se concluye que en ambos sistemas se logra el desempeño satisfactorio de las estructuras metálicas, sin embargo existen otros factores que pueden intervenir para la decisión del sistema que más se apegue a las solicitudes del inmueble y del cliente entre ellas destacan el precio de construcción del proyecto así como el tiempo de ejecución de los trabajos.

En la parte de diseño estructural la modelación de las estructuras espaciales lleva un tiempo mayor que las armaduras planas por lo que el diseño se inclina a que se tienen una mejor propuesta con las armaduras.

El costo juega un papel muy importante y muchas de las veces decisivo para la construcción, en la tabla de comparativa de Tonelaje se aprecia que el resultado del análisis arroja que la estructura espacial a base de estructuras espaciales es más pesado un 10% que las estructuras comunes a base de Armaduras y largueros como se aprecia en la página 53, por lo tanto es más caro. En cuanto a las estéticas, la mayoría de los diseños arquitectónicos se inclinan por las estructuras tridimensionales, sin embargo este tipo de estructuras se invierte mayor trabajo y tiempo de ejecución para ellos, existen conexiones atornilladas patentadas que logran disminuir tiempo ya que es un sistema en el cual los elementos estructurales se conectan a un núcleo, mientras en las armaduras los elementos principales son más pesados pero el número de elementos es mucho menor.

La solución estructural va de la mano con el diseño arquitectónico, por lo que se tendrán que evaluar el costo y concepto arquitectónico para determinar la estructuración que cumpla con ambas solicitudes.

REFERENCIAS.

NTC (2017). “Normas técnicas complementarias 2017 de la ciudad de México”, Gobierno de la ciudad de México.

M.D.O.C SISMO CFE 2015. “Manual de obras civiles diseño por sismo CFE 2015”, Comisión Federal de Electricidad.

M.D.O.C VIENTO CFE 2008. “Manual de obras civiles diseño por viento CFE 2008”, Comisión Federal de Electricidad.

MANUAL IMCA (2014). “Manual de la construcción en acero, 5ª edición”, Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C.

CSI (2016). “Etabs, analysis reference manual”, Computers & structures, INC.ç

AISC-LRFD (1993). “Manual of Steel Construction”, American Institute of Steel construction (AISC).