



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

ANÁLISIS PRÁCTICO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS
TUBULARES MODULARES TEMPORALES

TESINA

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

PRESENTA:
CORTÉS MARTÍNEZ DAVID ALBERTO

DIRECTOR DE TESINA: PROFESOR M. EN I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ

Ciudad Universitaria
Ciudad de México 2023



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.

CONTENIDO

Capítulo I. - MARCO TEÓRICO.....	2
1.1. Introducción	2
1.2. Planteamiento del problema	4
1.3. Justificación	5
1.4. Alcance	5
1.5. Objetivo	5
Capítulo II. – ACCIONES DINAMICAS Y ESTATICAS.....	6
2.1. Configuración y características del sistema	6
2.2. Normatividad Aplicable	11
2.3. Modelado	12
2.4. Fuerzas y acciones importantes para el caso de estudio	19
2.3.1 Evaluando el sitio de Centro Dinámico Pegaso:.....	23
2.3.2 Evaluando el sitio de Parque fundidora:.....	29
CAPÍTULO III.- ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS TUBULARES MODULARES TEMPORALES.....	35
3.1. Criterio de análisis y diseño	35
3.2. Revisión de cumplimiento con estados límites	35
CAPÍTULO IV.- ANÁLISIS DE RESULTADOS	44
CAPÍTULO V.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	50

Capítulo I. - MARCO TEÓRICO

1.1. Introducción

En este documento se presentan los análisis y resultados de los efectos eólicos, que incurren sobre las estructuras tubulares de andamio común mente usadas para alojar espectáculos y como apoyo para dar mantenimiento a una variada cantidad de estructuras, se tomaran algunos casos generales que caractericen este tipo de estructuras temporales y podamos extrapolar para un correcto análisis que ofrezca seguridad y practicidad.

Un ejemplo que termino en desastre fue lo sucedido durante la celebración de una posada donde se derrumbó un escenario enfrente de miles de personas, ocasionando daños materiales, imagen 1. Los hechos ocurrieron en el municipio de San Salvador, en el estado de Hidalgo, el viernes 23 de diciembre del 2022, cuando los pobladores llevaban a cabo una posada con grupos musicales. Aproximadamente a las 22:30 horas, frente a miles de espectadores y minutos antes de que empezara la presentación del grupo musical, el escenario se derrumbó. Desafortunadamente, los pilares de metal que sostenían las lámparas y el equipo de sonido de las bandas, también se desplomaron.



Imagen 1.- Accidente en San Salvador, Hidalgo.

La aparente causa del desplome fue un incorrecto anclaje de la estructura, no hubo más investigaciones y el accidente se olvidó.

Otro caso ocurrió el año pasado en Xalapa, Veracruz a mediados de mayo, en el cual no se reportaron heridos ya que el escenario colapso también antes de que pudiera empezar el espectáculo, imagen 2.



Imagen 2.- Accidente en Xalpa, Veracruz.

Pero en este caso el escenario se venció hacia el frente lo que pudo provocar heridos de haber existido gente presente.

Por último, como ejemplo, también este tipo de percances ocurren en el extranjero, se dio el caso que el escenario principal del festival O Son do Camiño, pensado celebrarse a mediados de junio, se derrumbó mientras los operarios montaban la estructura, dejando al menos seis trabajadores heridos, según se reportó. Fuentes de la Xunta han detallado que sobre las 12:30 horas se ha derrumbado la estructura del escenario principal del ciclo de conciertos, que estaba en montaje, por "algún fallo" debido a causas que "se investigan".

Expuesto lo anterior los objetivos principales de este trabajo son:

- Analizar los elementos estructurales ante las cargas solicitadas.
- Revisar que las estructuras cumplan con un comportamiento adecuado y seguro.
- Generar recomendaciones y consejos sobre el análisis de estructuras que se asemejen.

Para estimar los efectos del viento, se empleó la metodología descrita en el “Manual de Obras Civiles: Diseño por Viento” (MOCDV 2020) de la CFE expedida en 2020, así como el “sistema viento” V.2.0 2018.

Esta tesina consta de cinco capítulos.

El primero presenta una introducción sobre la investigación, y describe el marco teórico.

El segundo da referencias del tipo de estructuras analizadas, la normativa aplicable vigente, modelación de las estructuras, así como una explicación de las fuerzas importantes consideradas.

En el tercer capítulo hace referencia a la metodología y revisión de estados límites. (desplazamientos y esfuerzos).

El capítulo cuarto contiene los resultados y comparaciones de los datos obtenidos del apartado anterior

Finalmente, en el capítulo cinco se presentan las conclusiones, y se mencionan las recomendaciones para aquellos estudios y modelos que se asemejen a las condiciones consideradas.

1.2. Planteamiento del problema

Las estructuras conformadas por elementos en configuración celosía o armadura ocupados para alojar espectáculos o de apoyo al mantenimiento a los que nos referimos suelen no contar con un diseño estructural riguroso y en otros casos incluso está ausente. Lo anterior debido a que suelen ser estructuras ligeras y de uso “temporal”, que regularmente pueden ser ocupadas desde un par de días, hasta algunos meses. El sistema más empleado consta de elementos tubulares que en su base están simplemente apoyados (solo restricción vertical), con la capacidad de unirse por un sistema de cuñas que no trasmite los momentos; usualmente estos sistemas suelen rigidizarse lateralmente por medio de cables y contrapesos (bidones llenos de agua).

Bajo las consideraciones anteriormente mencionadas, en este documento, se evalúa el comportamiento estructural en función de los desplazamientos y esfuerzos inducidos bajo los efectos de vientos, ya que esta condición de carga es la que rige el diseño de

este tipo de estructuras. Así mismo se proponen distintas ubicaciones donde suelen utilizarse estas estructuras.

1.3. Justificación

Para el diseño de las edificaciones que se construyen en la República Mexicana, los efectos sísmicos tienden a regir sobre cualquier otro, dejando en segundo término los efectos eólicos. Por ello, la investigación y las metodologías para el análisis de efectos del viento son poco empleadas y desarrolladas. Sin embargo, existen regiones dentro del país, donde las ráfagas del viento son de gran intensidad, y es importante evaluar sus efectos sobre todo en estructuras esbeltas. A la par, el análisis de estructuras tipo celosía y temporales es poco conocida y realizada, ya que, es inusual que estos elementos tengan comportamientos desfavorables, pero es necesario conocer la forma en que los efectos eólicos influyen, con objeto de garantizar un comportamiento satisfactorio, especialmente en regiones donde el viento tiene velocidades altas.

1.4. Alcance

Se desarrollara un modelo estructural con elementos tubulares en el programa ETABS, que represente las particularidades de la estructura en estudio.

Se aplicara la metodología descrita en el MOCDV (2020), para obtener las fuerzas que se consideran aplicadas a la estructura en su totalidad y sobre cada elemento, para obtener los desplazamientos y esfuerzos resultantes, que permitan compararse con los desplazamientos y esfuerzos máximos permisibles, definidos en dicha metodología.

1.5. Objetivo

El objetivo de esta investigación es evaluar el comportamiento de las estructuras auxiliares o construcciones provisionales que ayudan y facilitan el trabajo en la

construcción o que se ocupan para escenarios, eventos y actividades cuya duración puede abarcar desde un par de días hasta algunos meses, bajo los efectos eólicos y conocer el nivel de seguridad que poseen.

Capítulo II. – ACCIONES DINAMICAS Y ESTATICAS

2.1. Configuración y características del sistema

El sistema analizado consta de piezas tubulares de acero y aluminio denominado como sistema “Al round” que sirve para crear estructuras cúbicas con contraventeos con la capacidad de armarlos en múltiplos de 50cm, imagen 3.



Imagen 3.- Ejemplo de uso del equipo All round.

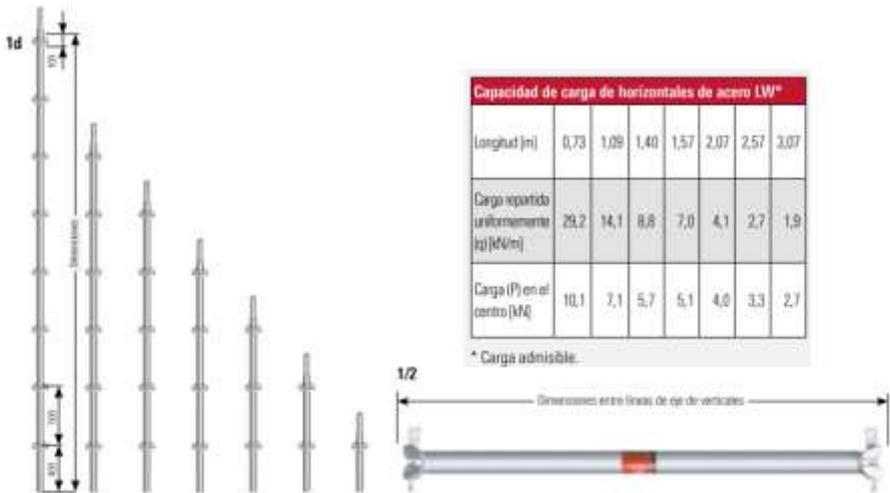


Imagen 4.- Muestra de las partes que forman el equipo All round.

El sistema resalta por su facilidad de montaje, ligereza y versatilidad; es de uso común y sus ventajas lo hicieron una gran opción para el armado y montaje de escenarios debido a la amplia variedad de configuraciones que puede adaptar este sistema, así como las alturas que puede alcanzar, imagen 4.

Los tipos de configuración permiten una resistencia por cargas verticales sumamente alta limitado al modo de repartición de carga entre los apoyos, sin embargo, es importante mencionar que dichos apoyos están simplemente apoyados y no ofrecen mayor resistencia a fuerzas laterales como son las ocasionadas por viento y/o sismos, imagen 5 y 6.



Imagen 5 y 6.- Ejemplo de estructuras comunes realizadas con equipo All round.

El hecho de que estas estructuras son cubiertas casi en su totalidad las hace vulnerables a las acciones eólicas pero rara vez se consideran estos efectos dado a que son temporales, pero son estructuras a las que incurren grandes multitudes y que, de suceder alguna clase de falla, esto pondría en riesgo a una considerable cantidad de personas.

Si bien el hecho de que el viento puede causar graves estragos en este tipo de estructuras es bien sabido, es algo que no recibe la atención necesaria y solo se intenta limitar los desplazamientos por medio de arriostrar contrapesos con cables de acero (en el mejor de los casos), imagen 7, sin embargo, tampoco se tiene un correcto aseguramiento de estos cables a los puntos designados, ya que comúnmente son contenedores de agua sin puntos de sujeción adecuados.



Imagen 7.- Ejemplo de anclajes comúnmente empleados.

Para nuestro caso analizaremos 2 estructuras comunes para determinar las posibles condiciones de riesgo y posteriormente llegar a una solución.

A continuación se presenta la descripción general de las estructuras que se utilizarán como caso de estudio.

Estructura Tipo 1:

Es una estructura formada por módulos cuadrados de 2m x 2m x 2m que se extiende 16m de largo, 12m de alto y 6m de ancho, es escalonada hacia la parte posterior con contraventeos en todas las caras laterales de los cubos.

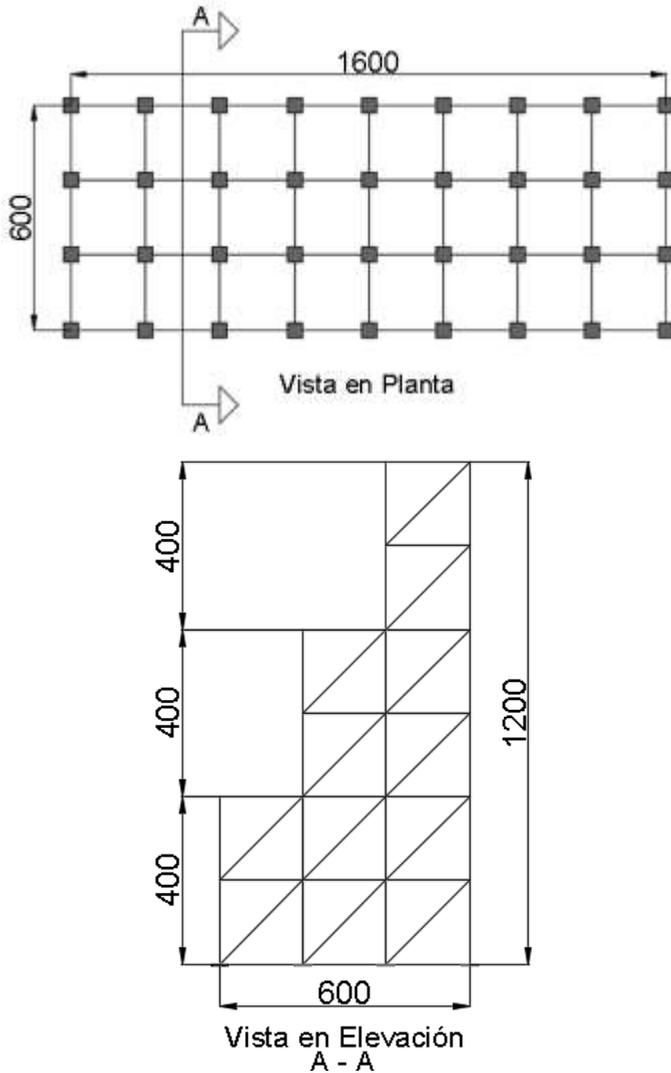


Imagen 8.- Esquematización de la estructura 1.

Estructura Tipo 2:

Es una estructura de escenario típica con techumbre a dos aguas soportada por dos columnas escalonadas de 10m de largo, 12m de alto y 4 de ancho cada una y libran un claro de 12m, igualmente tienen contraventeos en las caras laterales.

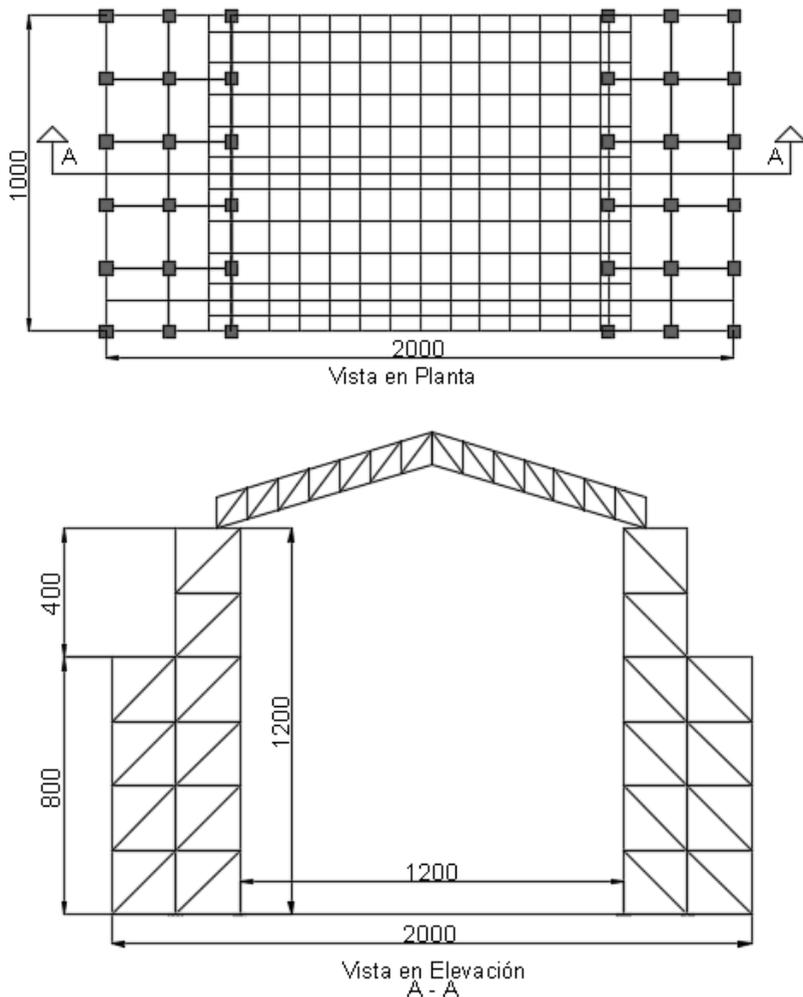


Imagen 9.- Esquematación de la estructura 2.

2.2. Normatividad Aplicable

Como se mencionaba en apartados anteriores, la norma aplicable será el Manual de Diseño de Obras Civiles en su capítulo C.1.4 Diseño por Viento 2020.

Desde 1969, la CFE edita el Manual de Obras Civiles, donde se plasman procedimientos y recomendaciones acerca de diversos aspectos a considerar en la construcción de obras civiles. Este manual permite contar con desarrollos científicos y empíricos de aquellos factores esenciales de las construcciones y su interacción del viento, con lo anterior, poder disponer de estructuras seguras y respaldadas por un criterio ingenieril. Dicho manual requiere información previa de ubicación para determinar los parámetros de viento, por lo que para nuestro caso de estudio se eligieron dos localizaciones en los que comúnmente se desplantan estas estructuras.

a) *Centro Dinámico Pegaso*

Carretera Toluca-Naucaupan N/A, 50230 San Mateo Oztacatipan, Méx.
Latitud 19.367308, Longitud -99.556651.

b) *Parque Fundidora*

Avenida Fundidora y, Adolfo Prieto S/N, Obrera, 64010 Monterrey, N.L.
Latitud 25.678798, Longitud -100.284344

A partir de la localización propuesta para las estructuras, se realizara el análisis y se determinaran las fuerzas que actuarían.

Para la determinación de las resistencias de los elementos estructurales se ocuparán los siguientes códigos:

- AISC 360-10
- Manual de construcción en acero del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero en su quinta edición

2.3. Modelado.

Los modelos son realizados en el programa ETABS mediante elementos barra, todos con tubo de 2" SCH40 y su colocación es en general a cada dos metros.

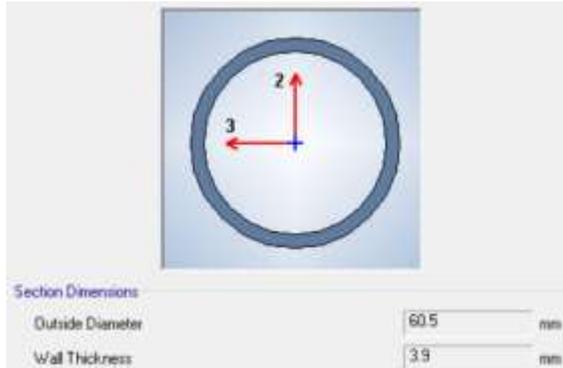


Imagen 10.- Sección de elementos barra (2" SCH40)

Estructura 1:

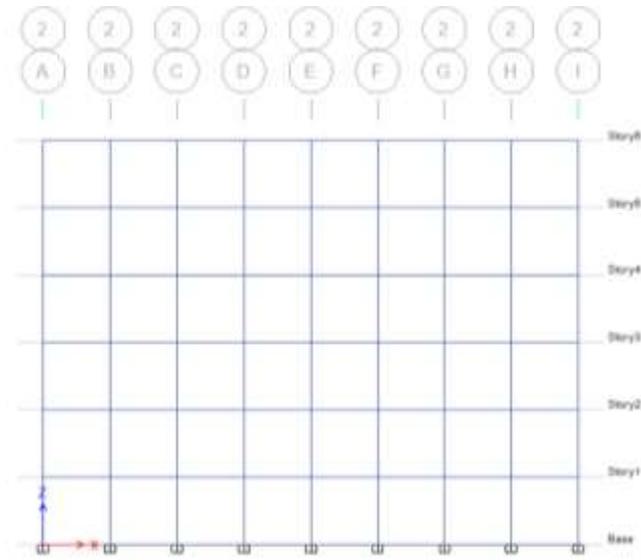


Imagen 11.- Vista elevación de modelo Estructura 1.

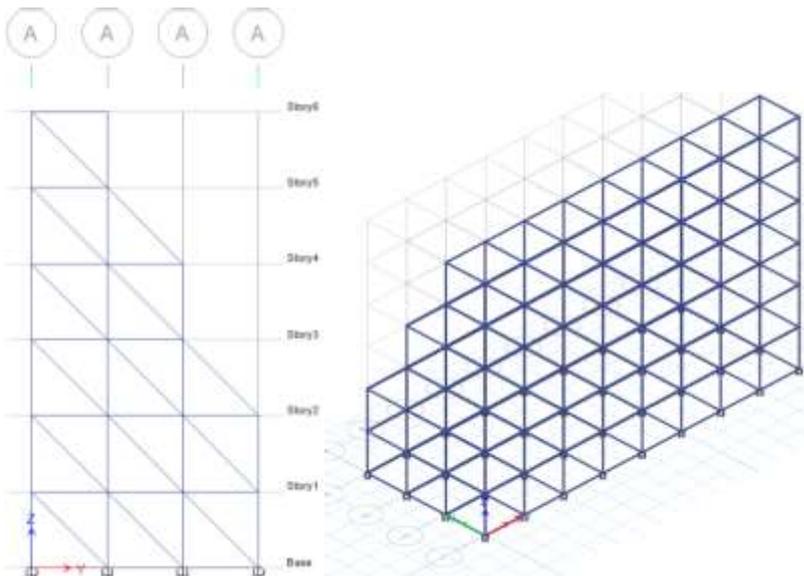


Imagen 12 y 13.- Vista en corte e isométrico de modelo Estructura 1.

El periodo fundamental de la Estructura 1 calculado con el software ETABS es de:
0.014 segundos o 71.4 hz

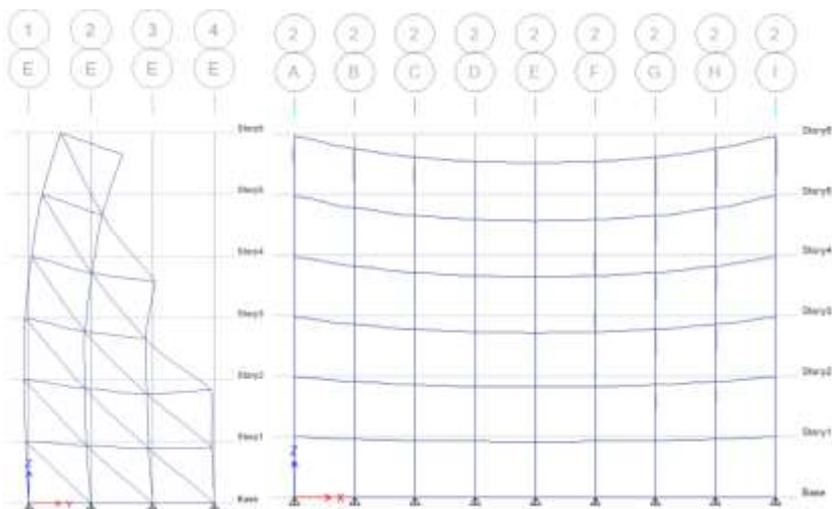


Imagen 15 y 16.- Deformación del primer modo de la Estructura 1.

Estructura 2:

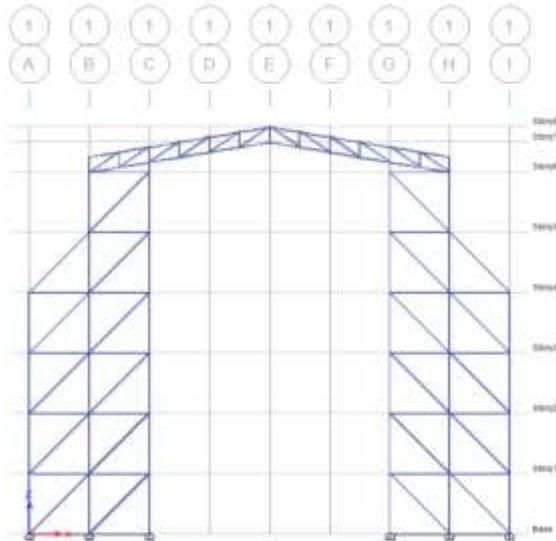


Imagen 17.- Vista elevación de modelo Estructura 2.

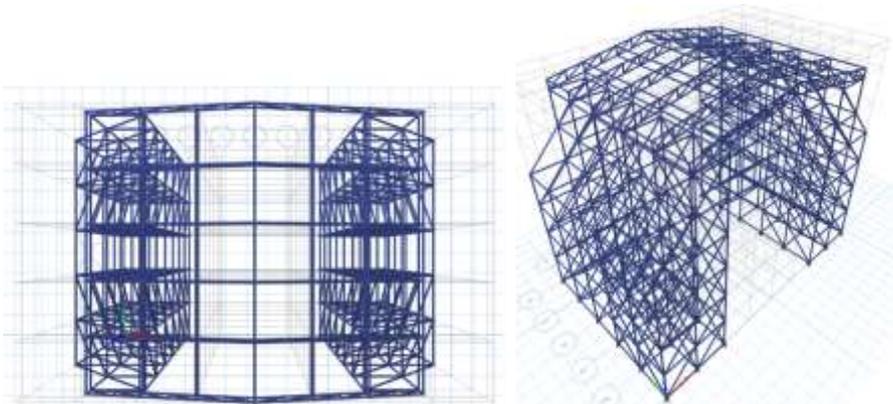


Imagen 18 y 19.- Vistas en isométrico de modelo Estructura 2.

El periodo fundamental de la Estructura 1 calculado con el software ETABS es de:
0.077 segundos o 13.0 hz

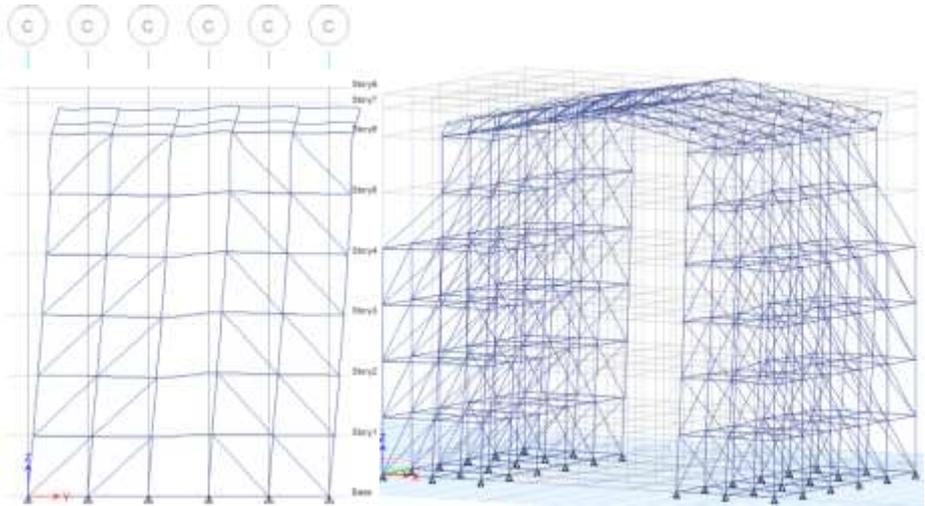


Imagen 20 y 21.- Deformación del primer modo de la Estructura 2

Modelos con las fuerzas aplicadas en la estructura:

Estructura 1:

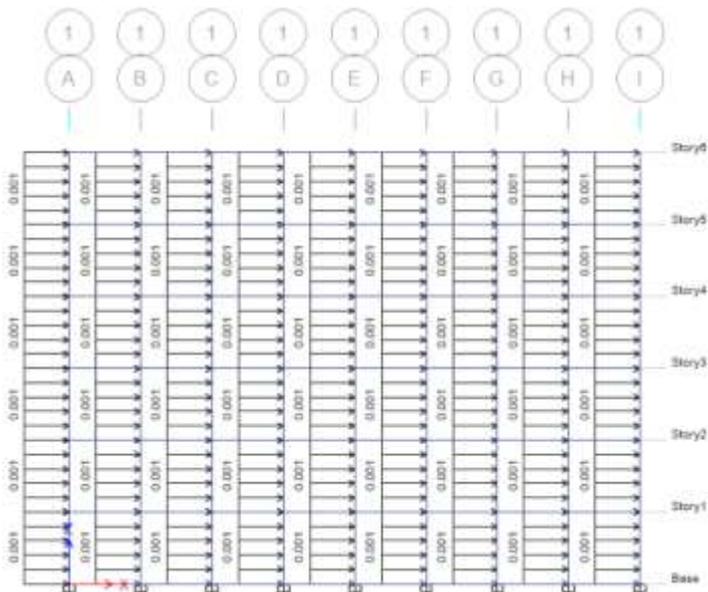


Imagen 22.- Aplicación de fuerzas de viento en elementos barra (elevación).

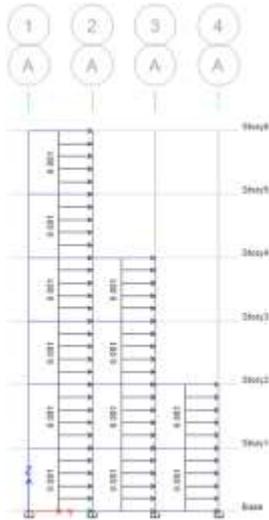


Imagen 23.- Aplicación de fuerzas de viento en elementos barra (corte).

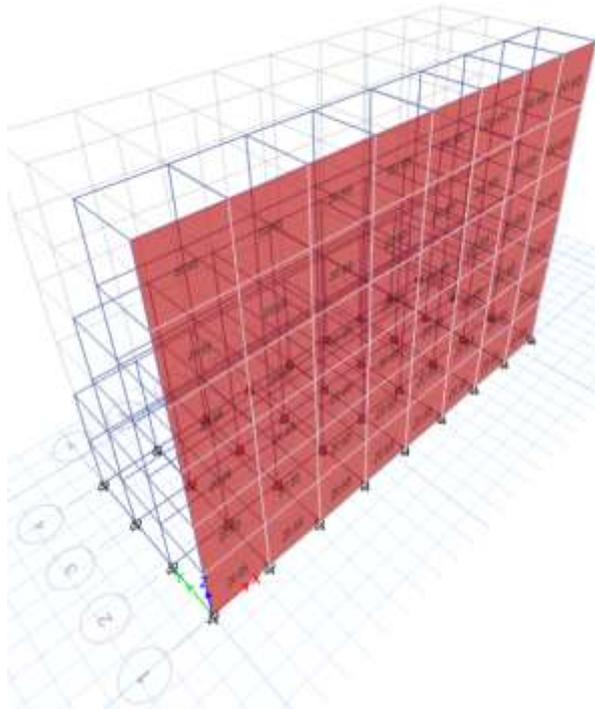


Imagen 24.-Aplicación de fuerzas de viento en superficies (propuestas)

Estructura 2:

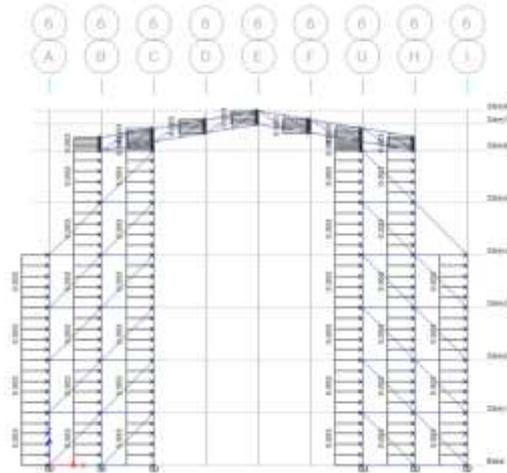


Imagen 25.- Aplicación de fuerzas de viento en elementos barra (elevación).



Imagen 26.- Aplicación de fuerzas de viento en elementos barra (corte).

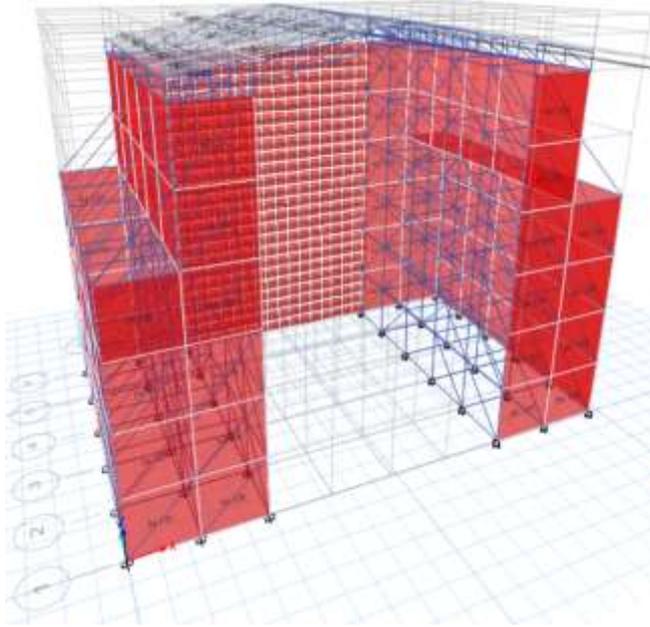


Imagen 27.-Aplicación de fuerzas de viento en superficies (propuestas)

2.4. Fuerzas y acciones importantes para el caso de estudio.

Lo primero es determinar tanto el tipo de estructura como la categoría del terreno.

En base a lo descrito en la tabla 1.1 del MDOC las estructuras puede clasificarse por su importancia como tipo C debido a que son estructuras que no duran más de 6 meses, sin embargo, debido a que se ocupan para zonas de espectáculos donde el riesgo en cuanto a número de vidas afectadas ante una falla de la estructura puede llegar a ser alto, clasificaremos nuestras estructuras como grado B

Tabla 1.1. Clasificación de las estructuras según su importancia.

Grupo	Descripción
B	<p>Estructuras en las que se requiere un grado de seguridad moderado. Construcciones cuya falla ocasionaría la pérdida de un número reducido de vidas, pérdidas económicas moderadas, o pondría en peligro otras construcciones de este grupo y/o causaría daños moderados a las del Grupo A+ y A.</p> <p>Ejemplos de ellas son las estructuras no fundamentales, tales como: plantas industriales, subestaciones eléctricas de menor importancia que las del Grupo A, bodegas ordinarias, gasolineras (excepto los depósitos exteriores de combustibles pertenecientes al Grupo A), comercios, restaurantes, casas para habitación, viviendas, edificios de apartamentos u oficinas, hoteles, bardas cuya altura sea mayor que 2.5 metros. También pertenecen a este grupo: salas de reunión y espectáculos, estructuras de depósitos urbanos o industriales, no incluidas en el Grupo A. Los recubrimientos, tales como cancelerías y elementos no estructurales que forman parte de las fachadas y techos, pertenecerán a este Grupo B siempre y cuando no causen daños corporales y materiales (incluyendo contenidos) importantes al desprenderse; en caso contrario, se analizarán con las condiciones para el Grupo A o A+. Solamente para el caso del diseño de los recubrimientos y sus anclajes, según al grupo que le correspondía, la presión deberá multiplicarse por un factor de 1.5, como se indica en los incisos 3.5.1.1 y 3.5.1.2.</p>

Considerando la respuesta ante la acción del viento la tabla 1.2 del MDOC también nos indica que la categoría será “2” en función de que son estructuras sensibles a los efectos de turbulencia y a vibraciones generadas por ráfagas. La respuesta se evaluará mediante las recomendaciones del inciso 4.

Tabla 1.2. Clasificación de las estructuras según su respuesta ante la acción del viento.

2	<p>Estructuras que, por su alta relación de esbeltez o las dimensiones reducidas de su sección transversal, son sensibles a las ráfagas de corta duración y cuyos periodos fundamentales largos favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes. En este tipo se incluyen los edificios con relación de esbeltez, λ, mayor que cinco o con periodo fundamental del primer modo de vibrar mayor que un segundo, pero no mayor que 5 s, las torres de celosía aisladas, chimeneas, estructuras de soporte de aerogeneradores, tanques elevados, antenas, bardas con altura mayor a los 2.5 m, anuncios y las construcciones que presentan una pequeña dimensión paralela a la dirección del viento.</p> <p>En este tipo de estructuras se considerará la acción dinámica generada por la turbulencia del viento al interactuar con la estructura en forma de fuerzas equivalentes. Para el diseño se deberán considerar las vibraciones generadas por ráfagas turbulentas en la dirección del viento. La respuesta se evaluará mediante las recomendaciones que se presentan en el inciso 4.</p> <p>Se excluyen aquellas que explícitamente se mencionan como pertenecientes a los Tipos 3 y 4.</p>
---	--

Para el terreno ocuparemos una categoría 2 según lo mencionado en la tabla 2.1 del MDOC, al estar en terrenos amplios sin construcciones altas (no mayores a los 5m) dentro de las distancias radiales señaladas.

Tabla 2.1 Categoría del terreno según su rugosidad.

Cat.	Descripción	Ejemplos	Limitaciones
1	Terreno abierto, prácticamente plano, sin obstrucciones y superficies de agua.	Franjas costeras planas, bahías, zonas de pantanos o de lagos, campos aéreos, pastizales y tierras de cultivo sin setos o bardas, superficies nevadas planas.	Las obstrucciones existentes, tienen alturas menores que 1.5 m. La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser de 2000 m o 20 veces la altura de la construcción por diseñar, la que sea mayor.
2	Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones.	Campos de cultivo o granjas con pocas obstrucciones tales como setos o bardas, árboles y construcciones dispersas.	Las obstrucciones existentes, tienen alturas de 1.5 a 5 m, la longitud mínima debe ser la mayor entre 1500 m o 20 veces la altura de la construcción por diseñar.

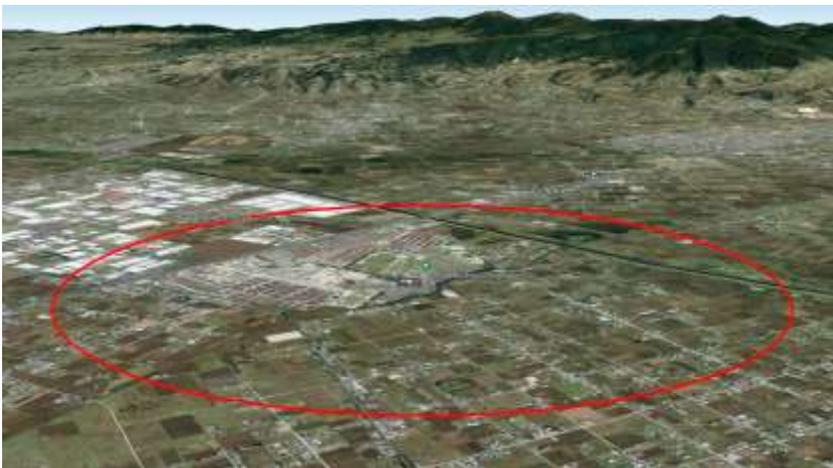


Imagen 28.- Ubicación Centro Dinámico Pegaso



Imagen 29.- Ubicación Parque Fundidora

Como mencionamos con anterioridad ocuparemos el sistema viento V.2.0 2018 de la CFE para determinar inicialmente la **velocidad regional del viento**.

Consideraremos el periodo de retorno de 10 año debido a la condición de ser estructuras temporales.

Al colocar las coordenadas en los lugares que elegimos para este trabajo obtenemos las siguientes velocidades:

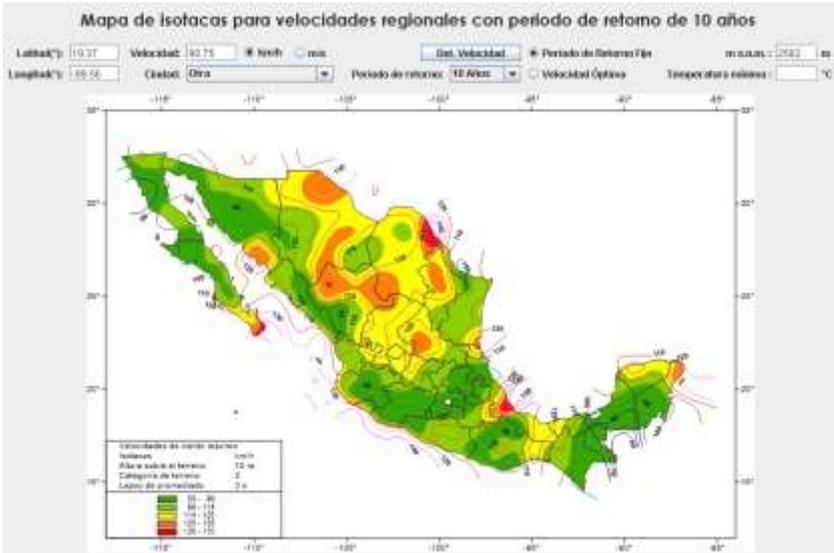


Imagen 30.-
 Centro Dinámico Pegaso **90.75 km/h** (25.21 m/s) m.s.n.m: **2582** Temp: **6.6°**



Imagen 31.-
 Parque Fundidora **125.75 km/h** (34.93 m/s) m.s.n.m: **500** Temp: **2.6°**

2.3.1 Evaluando el sitio de Centro Dinámico Pegaso:

Empezamos por evaluar el Centro Dinámico Pegaso

Factor de exposición F_{rz} ':

Este factor está determinado por la altura de nuestra estructura, para nuestro caso tendremos 12m de altura por lo que el coeficiente esta dado por las siguientes ecuaciones:

$$F_{rz} = 0.702\bar{b} \quad \text{si } z \leq 10m$$
$$F_{rz} = 0.702\bar{b} \left(\frac{z}{10}\right)^{\alpha'} \quad \text{si } 10m < z < 200m$$

EL valor de "z" es la altura de nuestra estructura y los valores de α' y \bar{b} están determinados en la tabla 4.1 del MDOC y dependen de la categoría de terreno ocupada:

Tabla 4.1 Valores de \bar{b} y α' .

Categoría del terreno	\bar{b}	α'
1	1.17	0.10
2	1.00	0.14
3	0.82	0.19
4	0.61	0.26

Por lo que nuestro factor de exposición será de **0.702** antes de 10m de altura y de **0.720** para después de los 10m de altura.

Factor topográfico F_T :

Este factor depende de las condiciones topográficas alrededor de nuestros sitios de estudio, la tabla 2.3 del MDOC muestra 3 posibles categorías y para nuestro caso son zonas sensiblemente planas sin cambios considerables y sin estar en lomas o cerros, por lo tanto, la tabla indica un valor igual a $F_T = 1$

Tabla 2.3 Factor de topografía local, F_T .

Sitios	Ejemplos de topografía local	F_T
Protegidos	Valles cerrados	0.9
Normales	Terreno prácticamente plano: Ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores de 5%.	1.0
	Promontorios: Montes, cerros, lomas, cimas, colinas, montañas.	
Expuestos	Terrapienes: Peñascos, acantilados, precipicios, diques, presas.	Ver las ecuaciones 2.6 a 2.8

NOTA: Para los sitios expuestos, esta tabla se aplica con ayuda de las Fig 2.7.

Con esto podemos determinar que la velocidad básica de diseño y la velocidad media de diseño serán igual a:

$$V_D = F_{r_z} F_T V_R = 0.72 * 1 * 90.75 = 65.34 \text{ km/h}$$

$$V_D' = \frac{F_{r_z} F_T V_R}{3.6} = \frac{0.720 * 1 * 90.75}{3.6} = 18.15 \text{ km/h}$$

Ahora calcularemos la presión dinámica de base (q_z):

$$G = \frac{0.392 * 559.26}{273 + 6.6} = 0.7841 \quad q_z = 0.0048 * .7841 * 65.34^2 = 16.07 \text{ kg/m}^2$$

Por lo tanto, la presión de diseño para nuestra estructura en las partes cubiertas será de:

$$C_{pn} = 1.40 + 0.30 * \log_{10}(b/h)$$

$$P_z = 1.467 * 16.07 = 23.57 \text{ kg/m}^2$$

Continuaremos considerando el amortiguamiento de nuestras estructuras en base a la tabla 4.3 del MDOC donde elegimos el valor que se acerca más a nuestra estructura, $\zeta = 0.005$

Tabla 4.3 Valores representativos de relación de amortiguamiento estructural.

Tipo de estructura	$\zeta_{E.T.S.}$
Edificios de concreto reforzado y presforzado	0.016
Edificios de acero	0.008
Estructuras mixtas de concreto y acero	0.013
Torres de celosía soldadas	0.003
Torres de celosía atornilladas:	
tornillos de alta resistencia	0.005
tornillos de baja resistencia	0.008
Estructuras de soporte de aerogeneradores:	
cilíndricas o prismáticas de concreto	0.006
cilíndricas o prismáticas de acero	0.002

Índice de turbulencia

Para nuestro caso está dado por la siguiente expresión:

$$I_v(z_s) = \bar{d} \left(\frac{z_s}{10} \right)^{-\alpha'}$$

Donde Z_s es la altura de nuestra estructura, \bar{d} un parámetro de escala de turbulencia especificado en la tabla 4.2 y α' el exponente de variación de la velocidad media respecto a la altura y se toma de la tabla 4.1

Tabla 4.2 Valores de los parámetros \bar{d} , $\bar{\alpha}$, z_0 , z_{\min} y z_{\max} .

Categoría del terreno	\bar{d}	$\bar{\alpha}$	z_0 (m)	z_{\min} (m)	z_{\max} (m)
1	0.12	0.44	0.001	1	200
2	0.17	0.52	0.020	2	200
3	0.25	0.61	0.200	5	200
4	0.39	0.67	1.000	10	200

$$I_v(z_s) = 0.17 \left(\frac{12}{10} \right)^{-0.14} = 0.16572$$

Longitud de escala de turbulencia

$$L(z_s) = 300 \left(\frac{z_s}{200} \right)^{\bar{\alpha}} = 300 \left(\frac{12}{200} \right)^{0.52} = 69.46402$$

El factor de respuesta de fondo B_c^2 , es igual a:

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0.90 \left(\frac{b+h}{L(z_s)} \right)^{0.63}} = \frac{1}{1 + 0.90 \left(\frac{20+12}{69.46402} \right)^{0.63}} = 0.6442$$

Para continuar con el análisis se requiere el periodo fundamental de la estructura el cual es de $\eta_{1x} = 0.014$ segundos o 71.4 hz.

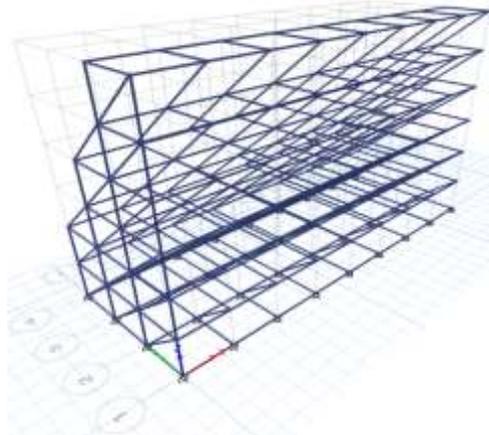


Imagen 32.- Modelo 1 Estructural en ETABS

El espectro de densidad de potencia del viento $S_L(z_s, \eta_{1x})$ lo obtenemos con la siguiente formula:

$$S_L(z_s, \eta_{1x}) = \frac{6.8 \left(\frac{\eta_{1x} L(z_s)}{V_D'} \right)}{\left[1 + 10.2 \left(\frac{\eta_{1x} L(z_s)}{V_D'} \right) \right]^{5/3}}$$

$$S_L(z_s, \eta_{1x}) = \frac{6.8 \left(\frac{71.4 * 69.46402}{18.5} \right)}{\left[1 + 10.2 \left(\frac{71.4 * 69.46402}{18.5} \right) \right]^{\frac{5}{3}}} = \frac{1418.34264}{352203.91043}$$

$$= 0.0033$$

La función de admitancia aerodinámica para la forma modal fundamental, $R_h(n_h)$ vale:

$$n_h = \frac{4.6 * h * n_{1x}}{V_D'(z_s)} = \frac{4.6 * 12 * 71.4}{18.15} = 217.19$$

$$R_h(n_h) = \frac{1}{n_h} - \frac{1}{2 * n_h^2} (1 - e^{-2n_h})$$

$$= \frac{1}{217.19} - \frac{1}{2 * 217.19^2} * (1 - e^{-2 * 217.19})$$

$$= 0.005$$

La función de admitancia aerodinámica para la forma modal fundamental, $R_b(n_b)$ vale:

$$n_b = \frac{4.6 * b * n_{1x}}{V_D'(z_s)} = \frac{4.6 * 20 * 71.4}{18.5} = 361.99$$

$$R_b(n_b) = \frac{1}{n_b} - \frac{1}{2 * n_b^2} (1 - e^{-2n_b})$$

$$= \frac{1}{361.99} - \frac{1}{2 * 361.99^2} * (1 - e^{-2 * 361.99}) = 0.0027$$

El factor de respuesta en resonancia es de:

$$R^2 = \frac{\pi}{4\xi_x} S_L(z_s, \eta_{1x}) * R_h(n_h) * R_b(n_b) = \frac{\pi}{4 * .005} * 0.0033 * .005 * .0027$$

$$= 0.000067$$

La frecuencia de cruces por cero o tasa media de oscilaciones, ν , en Hz se calcula con:

$$\nu = n_{1x} \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} = 71.4 \sqrt{\frac{0.000067}{0.6442 + 0.000067}} = 0.23 \text{ Hz}$$

Por lo que el factor pico k_p es igual a:

$$k_p = \sqrt{2 \ln 600\nu} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \ln 600\nu}} = \sqrt{2 \ln 600 * .23} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \ln 600 * .23}} = 3.33$$

Ahora podemos calcular el factor de respuesta de ráfaga, F_{RR} , es igual a:

$$F_{RR} = 1 + 2k_p I_v(z_s) \sqrt{B^2 + R^2}$$

$$= 1 + 2(3.33)(.1657) \sqrt{.6442 + .000067} = 1.9$$

Con esto nuestra fuerza estática equivalente es de:

$$F_{eq} = \frac{P_n}{(1 + 7 I_v(z_s))} F_{RR} * A_{exp} =$$

$$\frac{23.57}{(1 + 7 * 0.1657)} * 1.906 * 2 * 2 = 82.34 \text{ kg}$$

Esta fuerza corresponde a las partes tapadas de la estructura, sin embargo, para la fuerza directa sobre los postes sin fachada sería como corresponde:

$$P_z = C_a * q_z = 1.2 * 16.07 \text{ km/h} = 19.28$$

Y la fuerza equivalente correspondiente sería de:

$$F_{eq} = \frac{P_n}{(1 + 7 I_v(z_s))} F_{RR} * A_{exp}$$

$$= \frac{19.28}{(1 + 7 * 0.1657)} * 1.9 * 0.06 = 1.02 \text{ kg/m}$$

2.3.2 Evaluando el sitio de Parque fundidora:

Continuamos evaluando el segundo sitio ubicado en Monterey.

Factor de exposición F_{rz} ':

Este factor está determinado por la altura de nuestra estructura, para nuestro caso tendremos 12m de altura por lo que el coeficiente esta dado por las siguientes ecuaciones:

$$F_{rz} = 0.702\bar{b} \quad \text{si } z \leq 10m$$
$$F_{rz} = 0.702\bar{b} \left(\frac{z}{10}\right)^{\alpha'} \quad \text{si } 10m < z < 200m$$

EL valor de "z" es la altura de nuestra estructura y los valores de α' y \bar{b} están determinados en la tabla 4.1 del MDOC y dependen de la categoría de terreno ocupada:

Tabla 4.1 Valores de \bar{b} y α' .

Categoría del terreno	\bar{b}	α'
1	1.17	0.10
2	1.00	0.14
3	0.82	0.19
4	0.61	0.26

Por lo que nuestro factor de exposición será de **0.702** antes de 10m de altura y de **0.720** para después de los 10m de altura.

Factor topográfico F_T :

Este factor depende de las condiciones topográficas alrededor de nuestros sitios de estudio, la tabla 2.3 del MDOC muestra 3 posibles categorías y para nuestro caso son zonas sensiblemente planas sin cambios considerables y sin estar en lomas o cerros, por lo tanto, la tabla indica un valor igual a $F_T = 1$

Tabla 2.3 Factor de topografía local, F_T .

Sitios	Ejemplos de topografía local	F_T
Protegidos	Valles cerrados	0.9
Normales	Terreno prácticamente plano: Ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores de 5%.	1.0
	Promontorios: Montes, cerros, lomas, cimas, colinas, montañas.	
Expuestos	Terrapienes: Peñascos, acantilados, precipicios, diques, presas.	Ver las ecuaciones 2.6 a 2.8

NOTA: Para los sitios expuestos, esta tabla se aplica con ayuda de las Fig 2.7.

Con esto podemos determinar que la velocidad básica de diseño y la velocidad media de diseño serán igual a:

$$V_D = F_{rz} F_T V_R = 0.72 * 1 * 125.75 = 91.08 \text{ km/h}$$

$$V_D' = \frac{F_{rz} F_T V_R}{3.6} = \frac{0.720 * 1 * 125.75}{3.6} = 25.30 \text{ km/h}$$

Ahora calcularemos la *presión dinámica de base* (q_z):

$$G = \frac{0.392 * 720}{273 + 2.6} = 1.024 \quad q_z = 0.0048 * 1.024 * 91.08^2$$

$$= 48.78 \text{ kg/m}^2$$

Por lo tanto, la presión de diseño para nuestra estructura en las partes cubiertas será de:

$$C_{pn} = 1.40 + 0.30 * \log_{10}(b/h)$$

$$P_z = 1.467 * 16.07 = 59.58 \text{ kg/m}^2$$

Continuaremos considerando el amortiguamiento de nuestras estructuras en base a la tabla 4.3 del MDOC donde elegimos el valor que se acerca más a nuestra estructura, $\zeta = 0.005$

Tabla 4.3 Valores representativos de relación de amortiguamiento estructural.

Tipo de estructura	ζ_{est}
Edificios de concreto reforzado y presforzado	0.016
Edificios de acero	0.008
Estructuras mixtas de concreto y acero	0.013
Torres de celosía soldadas	0.003
Torres de celosía atornilladas:	
tornillos de alta resistencia	0.005
tornillos de baja resistencia	0.008
Estructuras de soporte de aerogeneradores:	
cilíndricas o prismáticas de concreto	0.006
cilíndricas o prismáticas de acero	0.002

Índice de turbulencia

Para nuestro caso está dado por la siguiente expresión:

$$I_v(z_s) = \bar{d} \left(\frac{z_s}{10} \right)^{-\alpha'}$$

Donde Z_s es la altura de nuestra estructura, \bar{d} un parámetro de escala de turbulencia especificado en la tabla 4.2 y α' el exponente de variación de la velocidad media respecto a la altura y se toma de la tabla 4.1

Tabla 4.2 Valores de los parámetros \bar{d} , $\bar{\alpha}$, z_0 , z_{min} y z_{max} .

Categoría del terreno	\bar{d}	$\bar{\alpha}$	z_0 (m)	z_{min} (m)	z_{max} (m)
1	0.12	0.44	0.001	1	200
2	0.17	0.52	0.020	2	200
3	0.25	0.61	0.200	5	200
4	0.39	0.67	1.000	10	200

$$I_v(z_s) = 0.17 \left(\frac{12.5}{10} \right)^{-0.14} = 0.165$$

Longitud de escala de turbulencia:

$$L(z_s) = 300 \left(\frac{z_s}{200} \right)^{\bar{\alpha}} = 300 \left(\frac{12.5}{200} \right)^{0.52} = 70.95$$

El factor de respuesta de fondo B^2 , es igual a:

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0.90 \left(\frac{b+h}{L(z_s)} \right)^{0.63}} = \frac{1}{1 + 0.90 \left(\frac{20 + 12.5}{70.95} \right)^{0.63}} = 0.645$$

Para continuar con el análisis se requiere el periodo fundamental de la estructura el cual es de $\eta_{1x} = 0.078$ segundos o 12.80 hz.

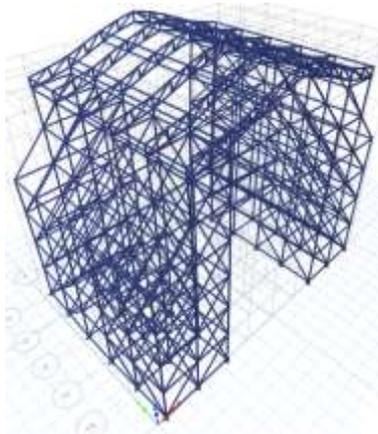


Imagen 33.- Modelo 2 Estructural en ETABS

El espectro de densidad de potencia del viento $S_L(z_s, \eta_{1x})$ lo obtenemos con la siguiente formula:

$$S_L(z_s, \eta_{1x}) = \frac{6.8 \left(\frac{\eta_{1x} L(z_s)}{V_D'} \right)}{\left[1 + 10.2 \left(\frac{\eta_{1x} L(z_s)}{V_D'} \right) \right]^{5/3}}$$

$$S_L(z_s, \eta_{1x}) = \frac{6.8 \left(\frac{13 * 70.95}{25.30} \right)}{\left[1 + 10.2 \left(\frac{13 * 70.95}{25.30} \right) \right]^{5/3}} = \frac{238.98}{18173.23} = 0.013$$

La función de admitancia aerodinámica para la forma modal fundamental, $R_h(n_h)$ vale:

$$n_h = \frac{4.6 * h * n_{1x}}{V_D'(z_s)} = \frac{4.6 * 12 * 13}{25.30} = 29.52$$

$$R_h(n_h) = \frac{1}{n_h} - \frac{1}{2 * n_h^2} (1 - e^{-2n_h})$$

$$= \frac{1}{29.52} - \frac{1}{2 * 29.52^2} * (1 - e^{-2*29.52}) = 0.033$$

La función de admitancia aerodinámica para la forma modal fundamental, $R_b(n_b)$ vale:

$$n_b = \frac{4.6 * b * n_{1x}}{V_D'(z_s)} = \frac{4.6 * 20 * 13}{25.3} = 47.23$$

$$R_b(n_b) = \frac{1}{n_b} - \frac{1}{2 * n_b^2} (1 - e^{-2n_b})$$

$$= \frac{1}{47.23} - \frac{1}{2 * 47.23^2} * (1 - e^{-2*47.23}) = 0.021$$

El factor de respuesta en resonancia es de:

$$R^2 = \frac{\pi}{4\xi_x} S_L(z_s, \eta_{1x}) * R_h(n_h) * R_b(n_b)$$

$$= \frac{\pi}{4 * .005} * 0.013 * .033 * .021 = 0.0014$$

La frecuencia de cruces por cero o tasa media de oscilaciones, ν , en Hz se calcula con:

$$v = n_{1x} \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} = 13 \sqrt{\frac{0.0014}{0.645 + 0.0014}} = 0.61 \text{ Hz}$$

Por lo que el factor pico k_p es igual a:

$$k_p = \sqrt{2 \ln 600v} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \ln 600v}} = \sqrt{2 \ln 600 * .61} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \ln 600 * .61}} = 3.61$$

Con esto ya podemos calcular el factor de respuesta de ráfaga, F_{RR} , es igual a:

$$F_{RR} = 1 + 2k_p I_v(z_s) \sqrt{B^2 + R^2} = 1 + 2(3.61)(.165) \sqrt{.645 + .0014} = 2.0$$

Con esto nuestra fuerza estática equivalente es de:

$$F_{eq} = \frac{P_n}{(1 + 7 I_v(z_s))} F_{RR} * A_{exp} = \frac{59.58}{(1 + 7 * 0.165)} * 2 * 2 * 2 = 216.54 \text{ kg}$$

Esta fuerza corresponde a las partes tapadas de la estructura, sin embargo, para la fuerza directa sobre los postes sin fachada sería como corresponde:

$$P_z = C_a * q_z = 1.2 * 40.78 \text{ km/h} = 48.93$$

Y la fuerza equivalente correspondiente sería de:

$$F_{eq} = \frac{P_n}{(1 + 7 I_v(z_s))} F_{RR} * A_{exp} = \frac{49.93}{(1 + 7 * 0.165)} * 2 * 0.06 = 2.78 \text{ kg/m}$$

CAPÍTULO III.- ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS TUBULARES MODULARES TEMPORALES

3.1. Criterio de análisis y diseño.

En el análisis se consideran las condiciones de apoyo como simplemente apoyadas ya que no tienen ningún tipo de anclaje al terreno.

Para el análisis en principio las conexiones de los elementos horizontales a los verticales se tomarán con conexiones completamente rígida, sin embargo, las conexiones reales son semirrígidas.

A parte de las cargas de accidentales, se considera un caso de sobre carga en los elementos, asemejando a cargas por equipos de audio, iluminación y escenografía.

3.2. Revisión de cumplimiento con estados límites.

Una vez modeladas las estructuras en el programa de cálculo, corremos el programa y nos arroja los siguientes resultados:

Estructura 1:



Imagen 34.-Relación de esfuerzos en cortes de Estructura 1.

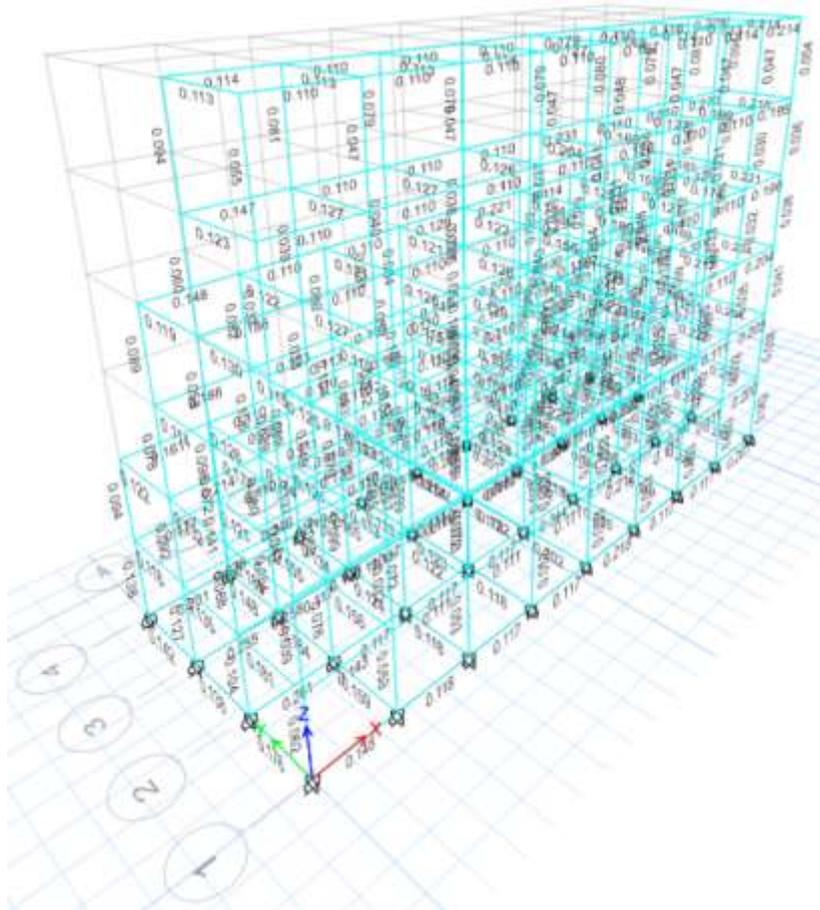


Imagen 35.-Relación de esfuerzos en isométrico de Estructura 1.

Elemento más esforzado:

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (mm)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story2	B24	B3	30.2	Diseño 11	Special Moment Frame	PIPE2SCH40	Compact

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (mm)	LLRF	Stress Ratio Limit
2000.0	1	0.95

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_c / P_s$	$\alpha P_c / P_s$	r_s	EA factor	EI factor
0.001	0.001	1	0.8	0.8

Design Code Parameters

Φ_c	Φ_s	Φ_{T1}	Φ_{T2}	Φ_u	Φ_{u1}	Φ_{u2}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (mm ²)	J (mm ⁴)	I _{xx} (mm ⁴)	I _{yy} (mm ⁴)	A _{net} (mm ²)	A _{net} (mm ²)
658.1	520289.3	260977.1	260977.1	329	329

Design Properties

S _{xx} (mm ³)	S _{yy} (mm ³)	Z _{xx} (mm ³)	Z _{yy} (mm ³)	r _{xx} (mm)	r _{yy} (mm)	C _w (mm ⁴)
8634.2	8634.2	11684	11684	19.9	19.9	

Material Properties

E (kgf/mm ²)	f _y (kgf/mm ²)	R _s	α
20389.02	25.31	1.5	NA

HSS Section Parameters

HSS Welding	Reduce HSS Thickness?
ERW	No

Stress Check forces and Moments

Location (mm)	P _x (tonf)	M _{xx} (tonf-m)	M _{yy} (tonf-m)	V _{xx} (tonf)	V _{yy} (tonf)	T _z (tonf-m)
30.2	-0.0102	-0.031	-0.0855	-0.0858	-0.0874	4.73E-05

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)

	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0.97	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.97	1	1	1	1	0.208

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L _m	K _m	C ₂
0.97	1	2.466

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)

D/C Ratio =	$(P_u / 2P_{u,c}) + \text{Sqrt}[(M_{u1} / M_{u,c})^2 + (M_{u2} / M_{u,c})^2]$
0.342 =	$0.001 + \text{Sqrt}[(0.117)^2 + (0.321)^2]$

Axial Force and Capacities

P _u Force (tonf)	φP _u Capacity (tonf)	φP _u Capacity (tonf)
0.0102	9.0979	14.9903

Moments and Capacities

	M _u Moment (tonf-m)	φM _u (tonf-m)	φM _u No LTB (tonf-m)	φM _u Cb=1 (tonf-m)
Major Bending	0.031	0.2662	0.2662	0.2662
Minor Bending	0.0855	0.2662		

Torsion Moment and Capacities

T _u Moment (tonf-m)	T _u Capacity (tonf-m)	φT _u Capacity (tonf-m)
4.73E-05	0.2983	0.2985

Shear Design

	V _u Force (tonf)	φV _u Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	0.0858	4.4671	0.019
Minor Shear	0.0874	4.4671	0.019

End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (tonf)	Load Combo	Right End Reaction (tonf)	Load Combo
0.0658	Diseño 11	0.0788	Diseño 11

Desplazamientos:

La estructura se desplaza 3.88mm ($< 24\text{mm}$) en su punto más crítico, por lo que no presenta problemas:

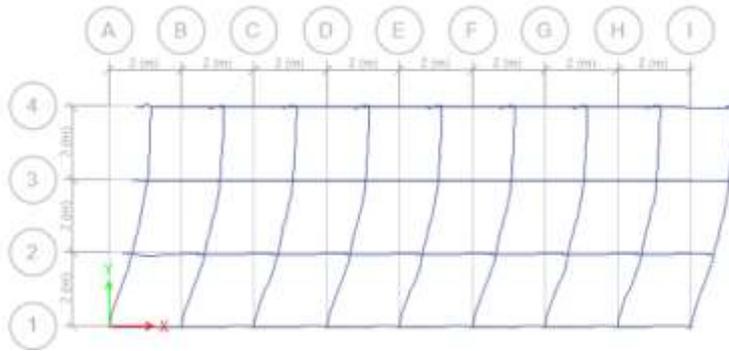


Imagen 36.- Deformación en planta de Estructura 1.

Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	UX	UY	UZ
				mm	mm	mm
Story2	1	37	Comb2	3.884	-0.041	-0.22
Story2	2	38	Comb2	3.883	-0.105	-0.267

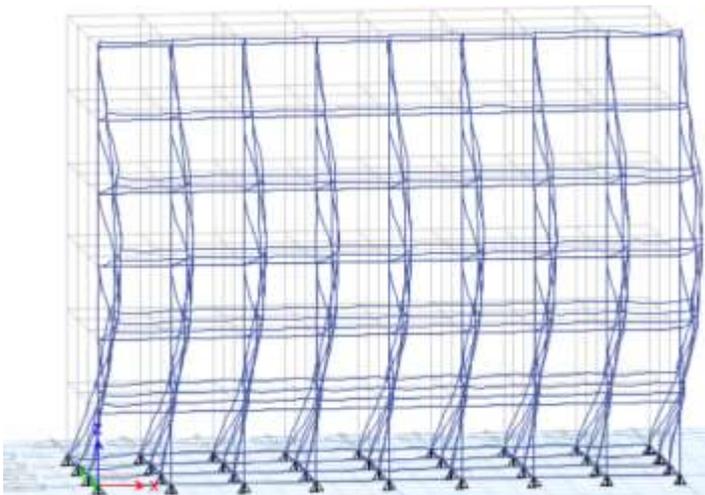


Imagen 37.- Deformación en isométrico de Estructura 1.

Elemento más esforzado:

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (mm)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story6	C42	1157	1500	Diseño 11	Special Moment Frame	PIPE25CH40	Compact

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (mm)	LLRF	Stress Ratio Limit
2000.0	1	1

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_c / P_c$	$\alpha P_t / P_c$	r_c	EA factor	EI factor
0.001	0.001	1	0.8	0.8

Design Code Parameters

Φ_c	Φ_t	Φ_{TR}	Φ_{TR}	Φ_c	$\Phi_{c,AS}$	Φ_{cT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (mm ²)	J (mm ⁴)	I _{xx} (mm ⁴)	I _{yy} (mm ⁴)	A _{xx} (mm ²)	A _{yy} (mm ²)
898.1	520289.3	260677.1	260677.1	329	329

Design Properties

S _{xx} (mm ³)	S _{yy} (mm ³)	Z _{xx} (mm ³)	Z _{yy} (mm ³)	r _{xx} (mm)	r _{yy} (mm)	C _v (mm ²)
8834.2	8634.2	11684	11684	19.9	19.9	

Material Properties

E (kgf/mm ²)	f _y (kgf/mm ²)	R _y	α
20389.02	25.31	1.5	NA

HSS Section Parameters

HSS Welding	Reduce HSS Thickness?
ERW	No

Stress Check forces and Moments

Location (mm)	P _{xx} (tonf)	M _{xx} (tonf-m)	M _{yy} (tonf-m)	V _{xx} (tonf)	V _{yy} (tonf)	T _{xy} (tonf-m)
1500	-0.0137	4.151E-06	-0.0629	7.355E-06	-0.1967	-0.2799

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H3-6)

	L Factor	K _x	K _y	B _x	B _y	C _m
Major Bending	0.07	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.07	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L _{br}	K _{br}	C _{br}
0.07	1	1.500

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H3-6)

D/C Ratio =	$\frac{(P_u/P_n) + \text{Sqrt}[(M_{ux}/M_{nx})^2 + (M_{uy}/M_{ny})^2] + [(V_u/V_n) + (T_u/T_n)]^2}{1}$
1.418 =	$0.002 + \text{Sqrt}[(1.66E-05)^2 + 0.230]^2 + [0 + 0.044 + 1.043]^2$

Axial Force and Capacities

P _u Force (tonf)	φP _n Capacity (tonf)	φP _n Capacity (tonf)
0.0137	0.0679	14.9903

Moments and Capacities

	M _u Moment (tonf-m)	φM _n (tonf-m)	φM _n No LTB (tonf-m)	φM _n Cb=1 (tonf-m)
Major Bending	4.151E-08	0.2662	0.2662	0.2662
Minor Bending	0.0829	0.2662		

Torsion Moment and Capacities

T _u Moment (tonf-m)	T _n Capacity (tonf-m)	φT _n Capacity (tonf-m)
-0.2700	0.2683	0.2685

Shear Design

	V _u Force (tonf)	φV _n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	7.355E-05	4.4971	0
Minor Shear	0.1067	4.4971	0.044

Desplazamientos:

La estructura se desplaza 3.15mm ($< 24\text{mm}$) en su punto más crítico, por lo que no presenta problemas:

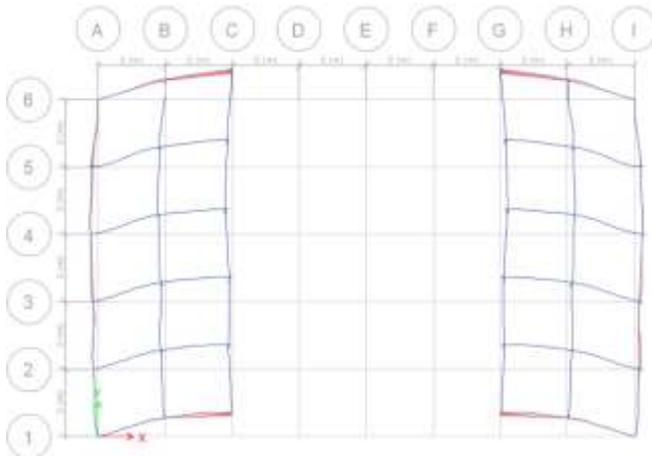


Imagen 40.- Deformación en planta de Estructura 2.

Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	UX	UY	UZ
				mm	mm	mm
Story5	41	219	Comb12	-0.244	3.15	0.045
Story5	43	225	Comb12	0.244	3.15	0.045

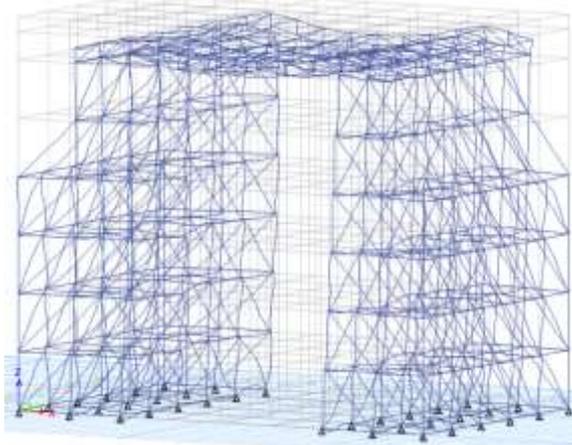


Imagen 41.- Deformación en isométrico de Estructura 2.

CAPÍTULO IV.- ANÁLISIS DE RESULTADOS

Revisión de límites de desplazamiento por MOCDV (2020)

Para conocer si los desplazamientos se encuentran dentro de las condiciones de servicio, el MOCDV (2020) proporciona unos valores límite permisibles de desplazamiento para el diseño en su apéndice 4B.2, en donde se indica que los desplazamientos permisibles para una estructura tienen que ser menores a la altura máxima de la estructura entre el factor de 500. Los resultados para cada estructura se muestran en las siguientes tablas, así como su comparación con el límite permitido:

Estructura 1:

Story	UX	UY	UZ	Desplazamiento Permitido (mm)
	mm	mm	mm	
Story1	2.514	-0.079	-0.177	24
Story2	3.884	-0.041	-0.22	24
Story3	3.874	-0.075	-0.38	24
Story4	3.585	0.102	-0.444	24
Story5	1.713	0.233	-0.451	24
Story6	1.116	0.6	-0.426	24

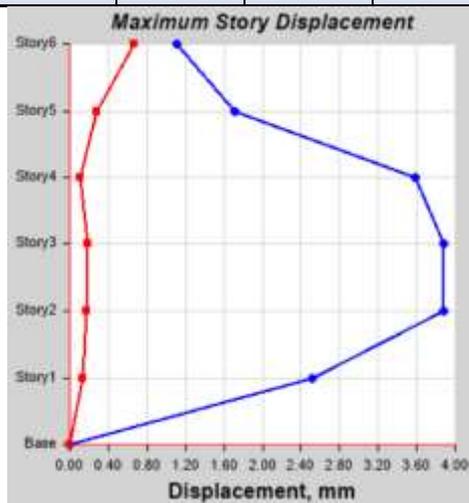


Imagen 42.- Desplazamiento Máximo de Nodos en Estructura 1.

Estructura 2:

Story	UX	UY	UZ	Desplazamiento Permitido (mm)
	mm	mm	mm	
Story1	-0.011	1.096	-0.004	24
Story2	-0.034	1.872	-0.008	24
Story3	-0.058	2.492	-0.011	24
Story4	-0.55	2.699	-0.239	24
Story5	-0.244	3.15	0.045	24
Story6	-0.601	3.05	-0.618	24
Story7	-0.893	2.746	0.01	24
Story8	1.21E-11	2.354	-3.717	24

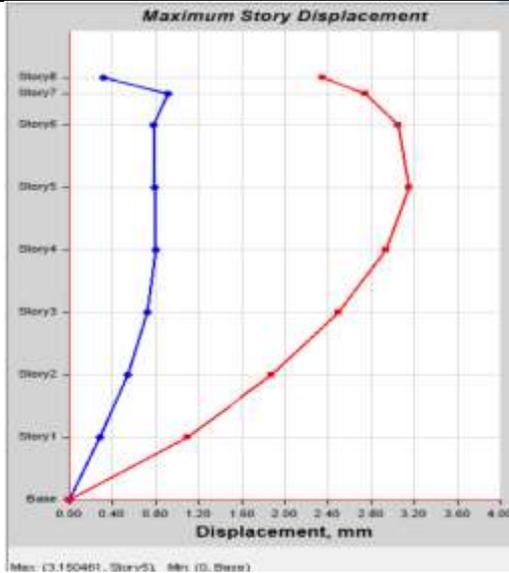


Imagen 43.- Desplazamiento Máximo de Nodos en Estructura 2.

Dentro de las condiciones de un correcto comportamiento estructural también se deben de considerar las distorsiones de entrepiso indicadas en la misma sección del MOCDV (2020), el valor limite para las estructuras de nuestro tipo es de 1/200 ya que no existen elementos no estructurales que puedan dañarse como consecuencia de las deformaciones angulares. Los resultados para cada estructura se muestran en las siguientes tablas, así como su comparación con el límite permitido:

Estructura 1:

Story	Drift	Distorsion limite
Story1	0.00126	0.005
Story2	0.00069	0.005
Story3	0.00017	0.005
Story4	0.00015	0.005
Story5	0.00027	0.005
Story6	0.00030	0.005

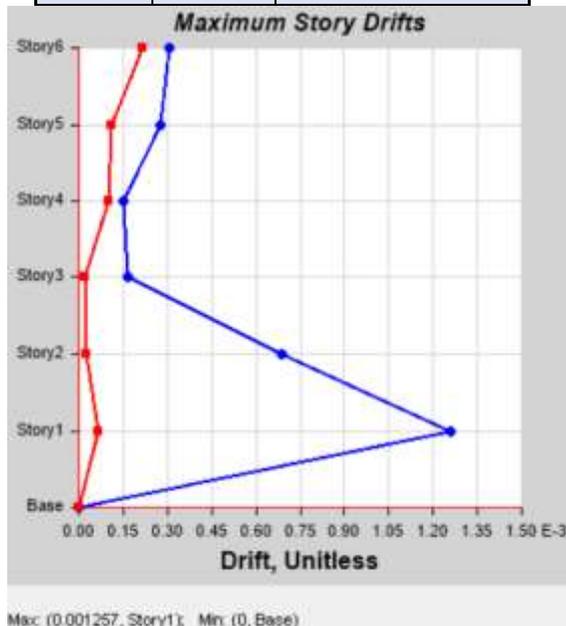


Imagen 44.- Distorsión Máxima en Estructura 1 (<0.005).

Estructura 2:

Story	Drift	Distorsion limite
Story1	0.00055	0.005
Story2	0.00040	0.005
Story3	0.00033	0.005
Story4	0.00024	0.005
Story5	0.00016	0.005
Story6	0.00019	0.005
Story7	0.00000	0.005
Story8	0.00012	0.005

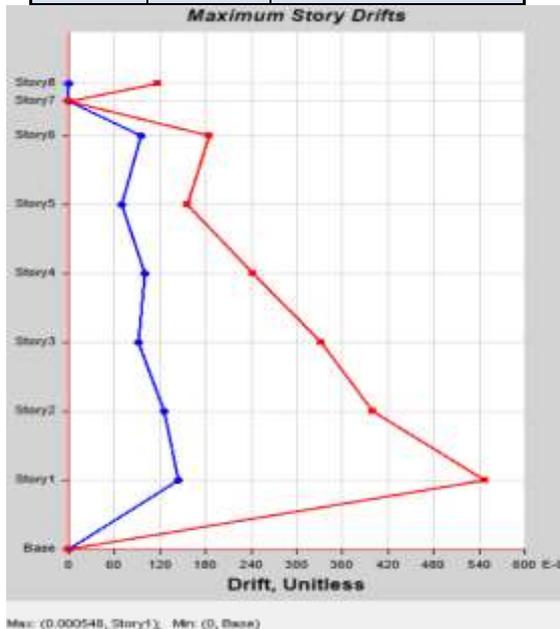


Imagen 45.- Distorsión Máxima en Estructura 2 (<0.005).

Se observa que para ambas estructuras se cumple con desplazamientos y distorsiones permisibles por lo que no presentan problemas en este aspecto.

Esfuerzos sobre elementos estructurales.

El análisis resultante fue obtenido para cada modelo con el apoyo del programa ETABS y generando un listado de los esfuerzos a los que están sometidos los elementos por combinación definida. A continuación, se muestra la relación esfuerzo contra capacidad de los 10 elementos mas esforzados de cada estructura debido a la limitante de espacio en este documento:

Estructura 1:

Story	Unique Name	PMM Combo	PMM Ratio
Base	1	Envolvente(C)	0.146
Base	12	Envolvente(C)	0.141
Base	7	Envolvente(C)	0.133
Story1	119	Envolvente(C)	0.131
Story1	130	Envolvente(C)	0.129
Base	3	Envolvente(C)	0.129
Base	4	Envolvente(C)	0.129
Base	5	Envolvente(C)	0.129
Base	18	Envolvente(C)	0.129
Base	20	Envolvente(C)	0.129

Estructura 2:

Story	Unique Name	Design Type	PMM Combo	PMM Ratio
Story1	735	Column	Envolvente Diseño(C)	1.517
Story6	1157	Column	Envolvente Diseño(C)	1.371
Story2	1077	Column	Envolvente Diseño(C)	1.316

Story3	963	Column	Envolvente Diseño(C)	1.278
Story4	849	Column	Envolvente Diseño(C)	1.277
Story4	843	Column	Envolvente Diseño(C)	1.276
Story5	1240	Column	Envolvente Diseño(C)	1.248
Story5	1246	Column	Envolvente Diseño(C)	1.248
Story7	537	Column	Envolvente Diseño(C)	1.198
Story7	162	Column	Envolvente Diseño(C)	0.664

Para el caso de la Estructura 1 la totalidad de sus elementos se encuentran por debajo del 15% de capacidad, por lo que, aun no presentan falla estructural si cabe mencionar que tienen mucha capacidad de sobra. En el caso de la Estructura 2, existe una falla en sus elementos columna que soportan la parte del fondo de la estructura, debido a la concentración de esfuerzos debido a la forma que se encuentra (de forma común) recubierta la estructura.

CAPÍTULO V.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Es importante destacar la gran diferencia de fuerzas aplicadas que dependen de la ubicación de la estructura, por lo tanto, es una característica muy importante a tomar en cuenta para la colocación de este tipo de estructuras para asegurar la estabilidad y seguridad.

Hay que considerar en cualquier estructura diseñada que cada una puede tener características geometrías muy particulares y que el modo en que las fuerzas del viento afectan a cada elemento puede ser bastante variable, por lo que incluso teniendo la misma estructura base, se debe de tener lo más específicamente posible donde se colocaran tableros (obstrucciones al viento) que distribuyan mayores fuerzas a la estructura.

Observando las deformaciones y distorsiones resultantes de los análisis de cada estructura, podemos tener una mejor idea de donde colocar los arriostres con cables y contrapesos con el fin de disminuir estos efectos. No dar por sentado que deben colocarse en las partes más elevadas.

Los resultados muestran en aspectos generales un buen comportamiento del sistema tubular que puede asemejarse a una armadura, y siempre que se coloquen elementos diagonales el sistema es sumamente estable.

Los análisis de viento no deben ser subestimados en estructuras cuyo fallo pueda desembocar en no solo daños materiales, si no afectar vidas humanas. Se exhorta a generar los análisis pertinentes para este tipo de estructuras conformadas por elementos esbeltos con conexiones semirrígidas.